بررسی تجربی و تحلیلی رفتار تیرهای بتن‌آرمه‌ی تقویت‌شده با تسمه‌های CFRP پیش‌تنیده به روش NSM★

علی حاجی‌هاشمی[۱] داود مستوفی‌نژاد[۲] مجتبی ازهری[۳]

چکیده *مقاله‌ی حاضر تحقیقی است در مورد مقاوم‌سازی تیرهای بتنی با استفاده از تسمه‌های CFRP که در شیارهایی که از قبل در پوشش بتنی تیرها ایجاد شده‌اند کار گذاشته می‌شوند. این روش دارای مزایای بسیاری است و در مقایسه با روش چسباندن مصالح FRP روی سطح خارجی اعضای سازه‌ای، امکان انتقال مؤثرتر تنش‌های نرمال و برشی بین مقاوم‌کننده‌ها و سازه را فراهم می‌کند. در این مقاله مزایای این روش از نظر ظرفیت باربری، سرویس‌دهی و استفاده‌ی سطح بالاتر از ظرفیت مصالح FRP در مقایسه با شیوه‌ی معمول چسباندن این مصالح روی سطح اجزای سازه‌ای، از نظر تحلیلی و عملی، مورد بررسی قرار گرفته است. به این منظور پنج عدد تیر بتن مسلح ساده در آزمایشگاه سازه‌ی دانشگاه صنعتی اصفهان مورد آزمایش قرار گرفته‌اند. از این تعداد، یک تیر به‌صورت نمونه‌ی تقویت‌نشده (مبنا)، یک تیر به‌صورت تقویت‌شده‌ی غیر پیش‌تنیده، و سه نمونه‌ی دیگر به‌صورت تقویت شده‌ی پیش‌تنیده تا سطح پنج، بیست و سی درصد کرنش نهایی اسمی تسمه‌های CFRP مورد آزمایش قرار گرفته‌اند. نتایج آزمایش‌ها حاکی از آن است که تیرهای پیش‌تنیده مقادیر بالاتری از بار ترک خوردگی و بار تسلیم را در مقایسه با نمونه‌ی تقویت‌شده‌ی غیر پیش‌تنیده نشان می‌دهند. در این تحقیق بار ترک‌خوردگی در تیرهایی که تا سطح ۵، ۲۰ و ۳۰ درصد ظرفیت اسمی مصالح CFRP پیش‌تنیده شده‌اند، به‌ترتیب تا ۱۱۷، ۱۲۷/۵ و ۱۴۴/۵ درصد بار ترک‌خوردگی در نمونه‌ی مبنا افزایش یافتند. در کنار بار ترک‌خوردگی بالاتر، ترک‌های ایجادشده در نمونه‌های تقویت‌شده‌ی پیش‌تنیده، دارای عرض و توزیع محدودتر بوده‌اند. هم‌چنین تیرهای تقویت‌شده‌ی پیش‌تنیده در مقایسه با نمونه‌ی غیر پیش‌تنیده دارای ظرفیت باربری نهایی بیش‌تری بوده و شکست آن‌ها متناظر با خیزهای کوچک‌تری بوده است؛ به‌طوری که ظرفیت باربری نهایی در تیرهایی که تا سطح ۵، ۲۰ و ۳۰ درصد ظرفیت اسمی مصالح CFRP پیش‌تنیده شده‌اند، به‌ترتیب ۱۱/۵، ۱۴/۷ و ۱۵/۰ درصد نسبت به نمونه‌ی مبنا افزایش یافتند.*

واژه‌های کلیدی تیر بتن مسلح، مقاوم‌سازی، مصالح CFRP، روش NSM، پیش‌تنیدگی، خدمت‌پذیری.

Experimental and Analytical Investigation of Behavior of RC Beams Strengthened by Prestressed CFRP Straps using NSM Method

A. Hajihashemi D. Mostofinejad M. Azhari

Abstract *The current study is focused on strengthening of reinforced concrete (RC) beams using CFRP straps installed in pre-cut grooves. The method which is referred as near surface mounted (NSM) benefits considerable advantages in comparison with the conventional externally bonded reinforcement (EBR) method and provides better normal and shear stress transfer between the FRP and concrete substrate. The advantages of NSM method compared to EBR are investigated in this paper from viewpoints of loading capacity, serviceability and better use of FRP materials. Five simply-supported RC beams were cast and tested in the laboratory of Department of Civil Engineering of Isfahan University of Technology (IUT). One of the beams was un-strengthened (base specimen) while one was strengthened without prestressing and the other three were strengthened with CFRP straps with prestress up to 5, 20, and 30 percents of the nominal capacity of the composite. The results revealed that the prestressed beams show higher values of cracking and yield loads compared to strengthened specimen without prestressing. The cracking loads for the specimens with 5, 20, and 30 percents prestressing were respectively 117%, 127.5%, and 144.5% higher than that of base specimen; while the cracks in prestressed strengthened specimens were more limited with smaller crack width. Furthermore, the strengthened beams by prestressed CFRP had higher ultimate loading capacities and their failures happened at smaller deflections. The ultimate loads for the specimens strengthened by CFRP prestressed up to 5, 20, and 30 percents of their ultimate capacity were 11.5%, 14.7%, and 15% higher, respectively, compared with that of base specimen.*

Keywords RC Beam, Strengthening, CFRP Composite, Prestressing, NSM Method, Serviceability.

★ تاریخ دریافت مقاله ۹۱/۱/۲۲ و تاریخ پذیرش آن ۹۱/۸/۲۰ می‌باشد.

(۱) دانش آموخته‌ی کارشناس ارشد مهندسی سازه، دانشگاه صنعتی اصفهان.

(۲) نویسنده‌ی مسؤول: استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان.

(۳) استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان.

مقدمه

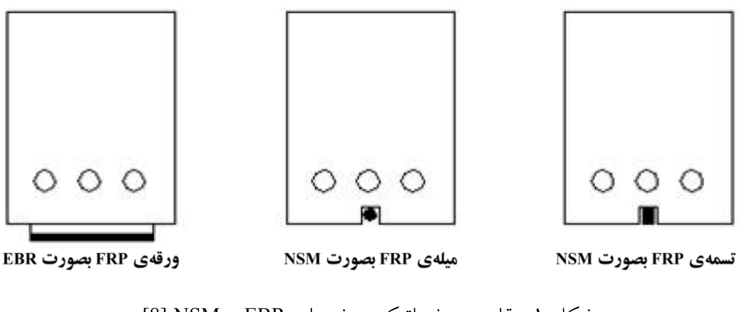
در سراسر دنیا سازه‌هایی وجود دارند که برای سکونت یا حمل و نقل مورد استفاده قرار می‌گیرند. این سازه‌ها دارای تنوع در کیفیت و عملکرد می‌باشند، ولی همگی در طول زمان دچار فرسودگی و تخریب می‌شوند [1]. تغییر یک سازه‌ی بتن‌آرمه وقتی لازم می‌شود که اعضای سازه‌ای آن قادر به تأمین مقاومت یا سرویس‌دهی لازم نباشند. در عمل این موقعیت هنگامی به وقوع می‌پیوند که سازه‌های بتن آرمه‌ی موجود یا بعضی از اجزای آن‌ها، نیازمند مقاوم‌سازی تشخیص داده شوند. این وضعیت نامناسب ممکن است به‌دلیل آسیب‌های فیزیکی، تغییر کاربری، خوردگی آرماتورها یا خطاهای به‌وجود آمده در زمان طراحی یا اجرا، حادث شده باشد [2].

استفاده از «مواد الیافی پلیمری مسلح‌شده (FRP)» برای تعمیر و مقاوم‌سازی سازه‌ها به‌طور پیوسته در سال‌های اخیر افزایش یافته است. این امر به‌دلیل برتری‌های متعدد این کامپوزیت‌ها در مقایسه با مصالح سنتی حادث شده است. این مزایا عبارت از وزن کم، راحتی در نصب، دوام و مقاومت کششی بالا، خنثی بودن الکترومغناطیسی و دسترسی نامحدود در اندازه، شکل و ابعاد هستند [3].

به‌طور کلی FRP از دو جزء تشکیل شده است؛ جزء اول که قسمت باربر FRP محسوب می‌شود، الیاف هستند. این الیاف کاملاً الاستیک رفتار می‌کنند، شکننده هستند و مقاومت کششی بسیار بالایی دارند. قطر این الیاف بسته به نوع آن‌ها در محدوده ۵ تا ۲۵ میکرون قرار دارد. جنس الیاف می‌تواند از شیشه، کربن، آرامید یا وینیل باشد [4]. جزء دوم ساختار FRP چسب یا رزین است. این جزء به‌عنوان یک محیط چسبنده الیاف را در کنار هم نگاه می‌دارد.

ورقه‌های FRP عموماً بر روی سطح المان‌هایی که لازم است مقاوم شوند، به‌کار می‌روند. این روش با عنوان «تسلیح با اتصال خارجی (EBR)» شناخته می‌شود. تحقیقاتی که تاکنون انجام گرفته‌اند، نشان می‌دهند که در این روش، به‌علت جداشدگی پیش از موعد، استفاده از کل مقاومت کششی مصالح FRP امکان‌پذیر نمی‌باشد [3]. برای بالا بردن کارآیی روش EBR، سیستم‌های مهارکننده‌ی متفاوتی ارائه شده است [5]. از آن‌جایی که در روش EBR مصالح FRP در سطوح خارجی نمایان هستند، عملکرد مسلح‌کنندگی این کامپوزیت‌ها می‌توانند تحت تأثیر اثرات منفی سیکل‌های یخ زدن و ذوب شدن قرار بگیرد؛ هم‌چنین سیستم‌های EBR ممکن است در معرض حرکت‌های خراب‌کارانه قرار گیرند [6].

برای غلبه بر این ضعف‌ها تلاش‌های متعددی صورت گرفته‌اند که یکی از قابل قبول‌ترین آن‌ها روش «نصب در نزدیک سطح (NSM)» می‌باشد. مبنای روش NSM قرار دادن میله یا تسمه‌های FRP در شیارهای ایجادشده در سطح بتن می‌باشد (شکل ۱). ایده‌ی قرار دادن مسلح‌کننده‌ها در پوشش بتنی به‌منظور مقاوم‌سازی، کشف جدیدی به‌شمار نمی‌آید. اولین کاربرد این ایده در دهه‌ی ۱۹۵۰ در شمال سوئد صورت گرفت؛ جایی که نیاز بود تا دال یک پل در قسمت لنگر منفی مقاوم‌سازی شود. بدین‌منظور آرماتورهای فولادی در پوشش بتنی جای‌گذاری شدند و با ملات سیمان چسبانده شدند [7].



شکل ۱ مقایسه‌ی شماتیک روش‌های EBR و NSM [8]

اجرای روش NSM شامل مراحلی می‌باشد؛ ابتدا شیاری در راستای مورد نظر در سطح بتن ایجاد می‌شود. اندازه‌ی این شیار باید طوری باشد که در اطراف مسلح کننده‌ها فضای کافی برای ایجاد چسبندگی مناسب وجود داشته باشد. سپس شیار تا نیمه با چسب اپوکسی پر می‌شود و مصالح مقاوم‌کننده درون آن قرار می‌گیرد و به‌آهستگی فشار داده می‌شوند. این فشار باعث نفوذ چسب به اطراف مصالح مقاوم‌کننده و گوشه‌های شیار می‌شود. سپس شیار با چسب بیشتری پر می‌شود و سطح با برداشتن مواد اضافی هم‌سطح می‌گردد [9].

برای کاربرد به‌عنوان مسلح‌کننده NSM، FRP دارای مزیت‌هایی نسبت به فولاد می‌باشد. این مزیت‌ها شامل مقاومت بهتر در برابر خوردگی، راحتی و سرعت اجرای بالاتر به‌خاطر سبک‌وزن بودن و بهینه بودن عملیات اجرای شیار می‌باشد. به‌جهت مقاومت کششی بالای مصالح FRP می‌توان از میله‌های با قطر کوچک برای نیروی کششی خواسته‌شده استفاده کرد که این امر کاهش اندازه‌ی شیارها را در پی دارد [10]. در مقایسه با روش EBR، روش NSM دارای مزایای متعددی می‌باشد که از آن جمله می‌توان به موارد زیر اشاره نمود [10]:

۱- حجم عملیات اجرایی، به‌دلیل عدم نیاز به آماده‌سازی سطح، کاهش می‌یابد. تنها عملیات ایجاد شیار در سطح بتن مورد نیاز است.
۲- مسلح‌کننده‌های NSM بسیار کمتر در معرض جداشدگی پیش از موعد خواهند بود.
۳- مهار کردن مسلح‌کننده‌های NSM در سطوح جانبی اعضای مقاوم‌شونده به‌راحتی امکان‌پذیر است. این امر به‌خصوص در مقاوم‌سازی خمشی تیرها و ستون‌ها در قاب‌های خمشی، که در آن لنگر حداکثر عموماً در نواحی انتهایی اعضا مشاهده می‌شود، سودمند خواهد بود.
٤- مسلح‌کننده‌های NSM به‌وسیله‌ی پوشش بتنی حفاظت می‌شوند که این امر کاهش خطرات ناشی از ضربه، آسیب‌های مکانیکی، آتش و حرکات خراب‌کارانه را در پی دارد.
۵- این روش می‌تواند برای مقاوم‌سازی در نواحی لنگر منفی در دال‌ها و عرشه‌ها بسیار مورد توجه باشد؛ جایی که مسلح‌کننده‌های EBR در معرض آسیب‌های مکانیکی و محیطی قرار می‌گیرند و نیاز به پوشش‌های محافظ دارند.

اما مهم‌ترین مزیت مسلح‌کننده‌های NSM را در مقایسه با ورقه‌های EBR می‌توان در بالا بودن انتقال نیرو جستجو نمود. هم‌چنین تحقیقات انجام‌شده نشان می‌دهد که رفتار بلندمدت سازه‌های مقاوم‌شده به‌روش NSM بسیار مطلوب می‌باشد [11]. نکته‌ی قابل‌توجه این است که بریدن شیارها فقط برای سازه‌هایی امکان‌پذیر است که دارای عمق کافی از سطح تا آرماتورهای فولادی باشند. باید به یاد داشت که ضخامت پوشش بتنی بستگی دارد به دقت نیروی کار در زمان ساخت سازه، نه به آئین‌نامه‌های مورد استفاده. در هر صورت به‌نظر می‌رسد که این روش برای سازه‌های خارجی نظیر پل‌ها مناسب‌تر است تا سازه‌های داخلی که از پوشش بتن کم‌تری برخوردارند [12].

بررسی مطالعات انجام‌شده نشان می‌دهد که روش NSM FRP برای مقاوم‌سازی انواع سازه‌های بتن مسلح از جمله مقاوم‌سازی خمشی تیرها [6,12]، مقاوم‌سازی برشی تیرها [9,13]، مقاوم‌سازی ستون‌ها [14] و مقاوم‌سازی دال‌ها [15] بسیار کارا و مفید است و مزایای بسیاری نسبت به روش EBR FRP دارد. هم‌چنین رفتار بلندمدت سازه‌های مقاوم‌شده به‌روش NSM [11] بسیار مطلوب می‌باشد. استفاده از روش NSM FRP برای مقاوم‌سازی سازه‌های بنایی [14,16] نیز بسیار مفید گزارش شده است. از موارد مهم در بررسی تیرهای تقویت‌شده با FRP پیش‌تنیده در روش NSM، طول انتقال نیروی پیش‌تنش است که باید به‌طور اساسی مورد توجه قرار گیرد [17].

مقاوم‌سازی با استفاده از مصالح FRP پیش‌تنیده

در مقاوم‌سازی سازه‌های بتنی با مصالح FRP غیر

پیش‌تنیده معمولاً دو عامل محدودکننده مانع استفاده حداکثری از ظرفیت مصالح مقاوم‌کننده خواهند شد؛ نخست، کرنش در میلگردهای فولادی و دوم، مقاومت فشاری در بتن.

به بیان دیگر، با این‌که مصالح مقاوم‌کننده قسمت اعظم بارهای وارد را تحمل می‌کنند، اما ممکن است فولادها دچار تسلیم شوند یا بتن در ناحیه‌ی فشاری خرد شود. این روند استفاده سطح پایینی از قابلیت مصالح FRP را در پی دارد و این کاربرد ناکامل از مصالح FRP باعث بالا رفتن هزینه‌های پروژه می‌گردد. بنابراین در بعضی موارد برداشتن بار از روی سازه یا حتی اعمال بار در جهت مخالف، قبل از مقاوم‌سازی، می‌تواند بسیار سودمند باشد. اما این کار همیشه قابل انجام نیست. در حالت دیگر اگر بتوان مصالح FRP را پیش‌تنیده نمود، تنش در فولاد و بتن کاهش می‌یابد و از ظرفیت مصالح FRP استفاده‌ی مؤثرتری می‌شود. به‌علاوه سازه در طول بارگذاری دچار تغییر شکل‌های کوچک‌تری می‌گردد [18]. به‌عبارت دیگر، مصالح FRP غیر پیش‌تنیده تنها می‌توانند در تحمل بارهای زنده‌ی اضافه شونده به سازه دخالت داشته باشند و در تحمل بارهای مرده که بطور پیوسته و پیش از مقاوم‌سازی بر سازه اعمال می‌شده‌اند، نقشی ندارند. برای بهبود کارآیی مقاوم‌سازی و استفاده کامل از ظرفیت مصالح FRP، می‌توان این مصالح را پیش‌تنیده نمود [18].

استفاده از مصالح FRP پیش‌تنیده در وجه کششی یک تیر بتنی نه تنها تامین‌کننده‌ی محدودیت‌های بسیار خوبی برای ترک‌ها و تغییر شکل‌ها می‌باشد، بلکه دوام سازه‌ی بتنی را نیز بهبود می‌بخشد؛ زیرا این دوام به طور مستقیم با عرض ترک‌ها و گسترش آنها در طول زمان در ارتباط است [19]. در نهایت، می‌توان گفت که مصالح FRP پیش‌تنیده می‌توانند مقاومت نهایی المان مقاوم شونده را بوسیله‌ی جلوگیری از وقوع حالت‌های شکست پیش از موعد (Premature Failure Modes)، افزایش دهند.

به طور کلی، مزایای استفاده از مصالح FRP پیش‌تنیده را به شرح زیر می‌توان بیان نمود [18]:

۱- استفاده‌ی بهتر از قابلیت‌های مصالح مقاوم‌کننده.

۲- ایجاد ترک‌هایی با عرض کمتر و توزیع بهتر در بتن.

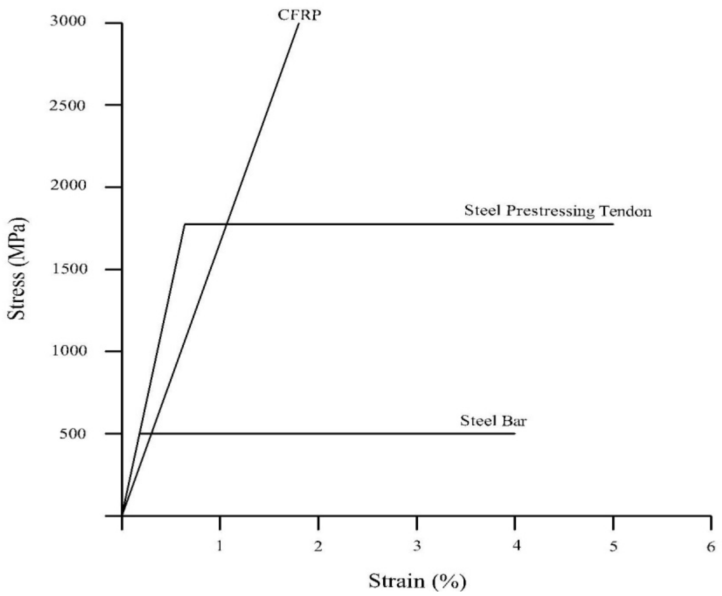
۳- باربرداری از مسلح‌کننده‌های فولادی.

٤- بالا رفتن مقدار باری که منجر به تسلیم فولادها می‌شود، که این امر را می‌توان مهم‌ترین مزیت استفاده از مصالح مقاوم‌کننده پیش‌تنیده دانست.

یک تیر مقاوم شده با مصالح FRP غیر پیش‌تنیده دارای بار ترک خوردگی تقریباً برابر با تیر مقاوم نشده است؛ در حالی که این معیار در تیری که با مصالح FRP پیش‌تنیده مقاوم شده باشد، به دو برابر می‌رسد. هم‌چنین تاثیر مقاوم‌سازی در مورد باری که منجر به تسلیم آرماتورهای فولادی می‌شود، برای مصالح مقاوم کننده‌ی پیش‌تنیده در مقایسه با مصالح مقاوم کننده‌ی غیر پیش‌تنیده تقریباً دو برابر می‌باشد [19].

با این وجود به کار بردن مصالح FRP پیش‌تنیده دارای نقطه ضعفی نیز می‌باشد. همان‌طور که در شکل (۲) نشان داده شده است، به دلیل رفتار الاستیک خطی مصالح FRP و اینکه قسمتی از ظرفیت کرنشی این مواد در طول پیش‌تنیدگی مورد استفاده قرار می‌گیرد، سازه‌ی مقاوم شده با مصالح FRP پیش‌تنیده شاهد تغییر شکل‌های کوچک‌تری نسبت به سازه‌ی مقاوم شده با مصالح غیر پیش‌تنیده خواهد بود [19].

تحقیقات انجام شده در زمینه‌ی مقاوم‌سازی با مصالح FRP پیش‌تنیده، عمدتاً با استفاده از ورقه‌های FRP و به‌روش EBR انجام شده‌اند. در این خصوص می‌توان به مطالعاتی در زمینه‌ی حالت‌های شکست [21]، رفتار کوتاه‌مدت مصالح FRP پیش‌تنیده [22]، مقاوم‌سازی خمشی تیرها [23]، سیستم‌های مختلف اعمال پیش تنیدگی [19]، و بررسی رفتار تیرهای پیش‌تنیده با مصالح FRP در شرایط دمایی مختلف [24] اشاره نمود. هم‌چنین استفاده از تسمه‌های پیش‌تنیده EBR FRP در جهت مقاوم‌سازی تیرهای بتنی [25] نیز مورد بررسی قرار گرفته است.



شکل ۲ نمودار تنش- کرنش برای فولاد و CFRP [20]

نتایج این تحقیقات نشان دهنده‌ی افزایش سختی و ظرفیت باربری نهایی در نمونه‌های پیش‌تنیده نسبت به نمونه‌های غیر پیش‌تنیده می‌باشد. بررسی دال‌های آسیب‌دیده‌ی بتنی که با مصالح پیش‌تنیده‌ی CFRP تقویت شده بودند [26] نیز نشان داد که نمونه‌های تقویت شده با ورقه‌های پیش‌تنیده CFRP دارای ظرفیت باربری بالاتر و تغییر شکل‌های کوچک‌تری در مقایسه با نمونه‌ی تقویت‌شده‌ی غیر پیش‌تنیده هستند. هم‌چنین گزارش‌های منتشر شده [21] نشان می‌دهد که پیش‌تنیده نمودن ورقه‌های FRP با ایجاد عکس‌العمل فشاری در کف تیرهای بتنی، باعث محصورشدگی بتن در این ناحیه می‌شود و در نتیجه با کاهش تعداد ترک‌های برشی از وقوع شکست برشی در تیرها جلوگیری می‌نماید. یکی از مهم‌ترین مزایای مقاوم‌سازی سازه‌های بتن مسلح با مصالح پیش‌تنیده، کاهش تنش موجود در فولادهای کششی و بهبود رفتار خستگی این اجزا در سازه می‌باشد [21,27].

در عین حال، مهار ناحیه‌ی انتهایی یکی از بزرگ‌ترین مشکلات در مقاوم‌سازی سازه‌های بتنی با ورقه‌های پیش‌تنیده‌ی FRP می‌باشد که لازم است به‌منظور جلوگیری از جدا شدن ورقه‌ها در نواحی انتهایی، آن‌ها را مهار نمود. در این زمینه تلاش‌های متعددی صورت گرفته است که از آن‌جمله می‌توان به استفاده از انواع سیستم‌های مهار مکانیکی [19,28,29]، اعمال تدریجی نیروی پیش تنیدگی [25] و کاهش لایه‌های FRP در نواحی انتهایی [30] اشاره نمود.

در خصوص مقاوم‌سازی تیرهای بتن مسلح با استفاده از مصالح پیش‌تنیده‌ی FRP که به روش NSM استفاده شده‌اند، معدود تحقیقات انجام‌شده [12,18] نشان می‌دهند استفاده از روش NSM به‌خوبی مانع جداشدگی پیش از موعد در نواحی انتهایی، که در استفاده از ورقه‌های پیش‌تنیده مشکل ساز است، می‌گردد. هم‌چنین استفاده از مصالح پیش‌تنیده‌ی NSM FRP باعث افزایش چشم‌گیر در مقادیر بار ترک خوردگی و بار تسلیم و کاهش عرض ترک‌ها نسبت به نمونه‌ی غیر پیش‌تنیده می‌گردد و در بهبود سرویس‌دهی تیرهای تقویت شده بسیار سودمند است. از آن‌جا که در تحقیقات محدود موجود به‌منظور

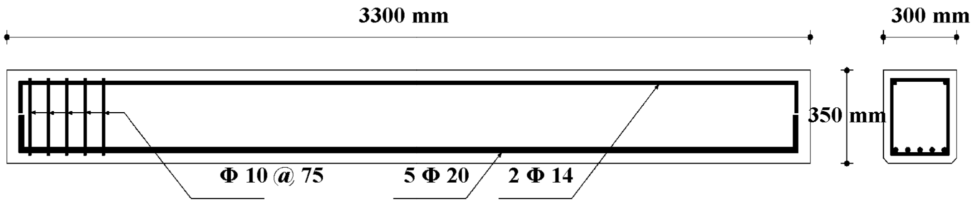
بررسی تحلیلی و آزمایشگاهی تیرهای بتن آرمه‌ی تقویت‌شده با مصالح پیش‌تنیده‌ی FRP، تأثیر بر بار ترک‌خوردگی و بارهای سرویس مورد مطالعه قرار نگرفته است [31]، تحقیق حاضر به این مهم پرداخته است.

روش انجام تحقیق

همان‌طور که توضیح داده شد، استفاده از مصالح FRP NSM پیش‌تنیده می‌تواند به‌عنوان شیوه‌ای کارآمد در مقاوم‌سازی سازه‌های بتن مسلح مورد استفاده قرار گیرد. در این تحقیق ابتدا سعی می‌شود تا با ارائه‌ی یک شیوه‌ی تحلیلی، رفتار تیرهای بتن مسلح تقویت‌شده به این روش مورد ارزیابی قرار گیرد. سپس با توجه به نتایج حاصل از آزمایش‌های انجام‌شده، رفتار خمشی تیرهای تقویت‌شده با تسمه‌های پیش‌تنیده‌ی NSM FRP که تا سطوح مختلفی پیش‌تنیده شده‌اند، مورد بررسی قرار می‌گیرد و به‌خصوص درباره‌ی رفتار این تیرها در ناحیه‌ی سرویس، و مقایسه‌ی این نتایج با رفتار نمونه‌ی تقویت‌شده‌ی غیر پیش‌تنیده و نمونه‌ی مبنا (تقویت‌نشده)، بحث می‌شود.

به این منظور نمونه‌هایی در مقیاس واقعی (Full Scale) و به ابعاد ۳۰۰×۳۵۰×۳۲۰۰ میلی‌متر با استفاده از بتن معمولی با نسبت آب به سیمان ۰/۴۱ و با عیار سیمان ۳۸۰ ساخته شدند که البته دهانه‌ی خالص تیرها بین دو تکیه‌گاه ۳۰۰۰ میلی‌متر می‌باشد. هم‌چنین برای دست‌یابی به مقطع با رفتار نرم (under-reinforced) و با توجه به سازه‌های بتنی متداول، مقدار درصد فولاد مقطع برابر با $۰/۵\rho_b$ انتخاب شد و از پنج عدد میلگرد Φ ۲۰ به‌عنوان فولاد کششی مقطع در تمام طول تیر استفاده گردید. فولاد گذاری فشاری نیز به‌صورت دو عدد میلگرد Φ ۱۴ انتخاب گردید. پس از آن فولادهای برشی تیر با هدف اطمینان از عدم وقوع شکست برشی در تیر طراحی و از خاموت ۲۹۰ × ۲۴۰ میلی‌متر و با قطر Φ ۱۰ در فواصل ۷۵ میلی‌متری در طول تیر استفاده گردید. هم‌چنین به منظور حصول پوشش بتنی لازم جهت ایجاد شیار و مقاوم‌سازی تیر به روش NSM، عمق پوشش بتنی در تمام وجوه مقطع برابر ۳۰ میلی‌متر انتخاب و در نتیجه عمق مؤثر مقطع d=۳۰۰mm در نظر گرفته شد. طرح نهایی برای ساخت نمونه‌ها در شکل (۳) مشاهده می‌گردد.

تعداد نمونه‌ها طوری انتخاب شدند که در کنار یک نمونه‌ی مقاوم‌نشده (مبنا)، یک نمونه‌ی مقاوم‌شده‌ی غیر پیش‌تنیده و سه نمونه‌ی مقاوم‌شده با مقادیر مختلف نیروی پیش‌تنیدگی مورد بررسی قرار گیرند. لذا نسبت به ساخت پنج عدد تیر بتنی با مشخصات یکسان، اقدام گردید. به‌منظور سهولت در شناسایی هر نمونه در مراحل بعد از یک سیستم نام‌گذاری دو جزئی استفاده گردید. بدین‌ترتیب که جزء اول مشخص‌کننده‌ی مقاوم ساختن و یا نساختن نمونه می‌باشد که در آن از NS (Not-Strengthened) برای نمونه‌های مقاوم‌نشده، و از حرف S (Strengthened) برای نمونه‌های مقاوم‌شده استفاده شده است. جزء دوم نیز نشان‌دهنده‌ی اعمال شدن یا نشدن پیش‌تنیدگی بر نمونه می‌باشد و هم‌چنین سطح پیش‌تنیدگی را در نمونه‌های پیش‌تنیده مشخص می‌سازد. بر این اساس NP نمایش‌دهنده‌ی نمونه‌های غیر پیش‌تنیده (Non Prestressed) و Pn نشان دهنده‌ی نمونه‌ی پیش‌تنیده (Prestressed) با اعمال میزانی از نیروی پیش‌تنیدگی است که در تسمه‌های CFRP کرنش پیش‌تنیدگی معادل n درصد کرنش نهایی اسمی تسمه‌ها را ایجاد می‌کند. میزان نیروی پیش‌تنیدگی اولیه برای سه نمونه‌ی پیش‌تنیده مقداری انتخاب گردید که متناظر با آن در تسمه‌های CFRP کرنش پیش‌تنیدگی برابر ۵، ۲۰ و ۳۰ درصد کرنش نهایی اسمی آن‌ها ایجاد شود. در نهایت جدول (۱) نحوه‌ی نام گذاری هریک از نمونه‌ها را براساس ویژگی‌های آن نشان می‌دهد.



شکل ۳ میلگردگذاری تیرهای بتن آرمه در تحقیق حاضر

جدول ۱ نام‌گذاری نمونه‌ها با توجه به مشخصات هر نمونه

نام نمونه	شرح
NS-NP	نمونه‌ی مبنا (تقویت‌نشده)
S-NP	نمونه‌ی تقویت‌شده با تسمه CFRP به روش NSM بدون پیش‌تنیدگی
S-P5	نمونه‌ی تقویت‌شده با تسمه‌ی CFRP به روش NSM با کرنش پیش‌تنیدگی ۰/۰۰۰۹ (۵ درصد کرنش نهایی)
S-P20	نمونه‌ی تقویت‌شده با تسمه‌ی CFRP به روش NSM با کرنش پیش‌تنیدگی ۰/۰۰۳۵ (۲۰ درصد کرنش نهایی)
S-P30	نمونه‌ی تقویت‌شده با تسمه‌ی CFRP به روش NSM با کرنش پیش‌تنیدگی ۰/۰۰۵۵ (۳۰ درصد کرنش نهایی)

در این تحقیق به‌منظور تقویت نمونه‌ها از یک تسمه‌ی پیش‌ساخته (prefabricated) از جنس الیاف کربن و با نام تجاری «Carbopree H25 ×2» محصول کارخانه‌ی «Sireg» ایتالیا استفاده شد. این پروفیل مستطیلی دارای ابعاد ۲× ۲۵ میلی‌متر (با سطح مقطع خالص ۵۰ میلی‌متر مربع) می‌باشد و پوششی سطحی از ماسه (Sand coat) دارد. چسب مورد استفاده در این تحقیق از نوع چسب اپوکسی دو جزیی با نام تجاری «Sikadur-30» و محصول کارخانه‌ی Sika سوئیس می‌باشد. چسب قابل استفاده از مخلوط کردن جزء سفید رنگ A و جزء سیاه رنگ B با نسبت وزنی یا حجمی ۳ به ۱ به‌دست می‌آید. برای پیش‌تنیده کردن تسمه‌های FRP، ابتدا شیار ایجادشده با چسب اپوکسی پر شده و بلافاصله تسمه در داخل آن قرار گرفت. سپس تسمه از یک طرف توسط مهار فولادی مخصوص ثابت شد و از طرف دیگر توسط دستگاه کشش تحت نیروی کششی تا حد مورد نظر قرار گرفت. این نیرو تا زمان کسب سختی لازم توسط چسب (حدود ۳ روز)، ثابت نگه داشته شد.

براساس آزمایش‌های جنبی صورت‌گرفته، مقاومت فشاری ۲۸ روزه‌ی بتن مصرفی بر مبنای آزمایش‌های استاندارد ACI 209 [32] برابر با ۳۱ MPa =f'_c، تنش تسلیم میلگردهای کششی بر مبنای استاندارد ASTM A370 [۳۳] برابر با f_y =۴۲۳ MPa و مقدار کرنش تسلیم آن‌ها برابر ۰/۰۰۲ =ε_y و مدول الاستیسیته E_s=۲/۱×۱۰۵ MPa تعیین شد. مطابق کاتالوگ شرکت سازنده، تسمه‌ی کامپوزیتی دارای مقاومت کششی نهایی اسمی f_u =۲۳۰۰ MPa و مقدار کرنش نهایی اسمی ۰/۰۱۸ =εu و مدول الاستیسیته E_F=۱۴۰ GPa می‌باشد؛ اگرچه در آزمایشگاه، مقدار تنش نهایی (گسیختگی) برای تسمه‌ی CFRP مورد استفاده براساس استاندارد ASTM D3039 [34] برابر با f_u =۲۰۶۶ MPa و مقدار کرنش نهایی آن برابر ۰/۰۱۵ =ε_u و مدول الاستیسیته E_F=۱۴۰ GPa اندازه‌گیری شد. مقاومت برشی چسب اپوکسی پس از حدود چهار روز از زمان اختلاط و در دمای معمولی حدود ۲۵ MPa و مدول الاستیسیته‌ی آن ۱۲/۸ GPa می‌باشد.

بارگذاری نمونه‌ها به‌صورت سه‌نقطه‌ای (دو تکیه‌گاه مفصلی در طرفین و اعمال بار متمرکز در وسط دهانه) می‌باشد که بدین منظور از دستگاه بارگذاری موجود در آزمایشگاه سازه‌ی دانشکده‌ی مهندسی عمران دانشگاه صنعتی اصفهان استفاده شده

است. این دستگاه از یک قاب باربر، یک جک قائم با ظرفیت ۲۵۰۰ کیلو نیوتن و یک سیستم هیدرولیک تشکیل شده است (شکل ٤). هم‌چنین به‌منظور اندازه‌گیری اطلاعات مورد نیاز در طول آزمایش از تعدادی نیروسنج (Load Cell)، جابه‌جایی‌سنج (LVDT)، و کرنش‌سنج (Strain Gauge) که در نقاط مختلف تیر نصب می‌شوند، استفاده خواهد شد.

در آزمایش کلیه‌ی نمونه‌ها از یک نیروسنج ۵۰۰ کیلو نیوتنی در نقطه‌ی اعمال بار و یک نیروسنج ۳۰۰ کیلو نیوتنی در هریک از تکیه‌گاه‌ها استفاده شده است. برای توزیع یکنواخت نیرو در عرض تیر و پوشش خطاهای احتمالی مربوط به هم محور نبودن تیر با جک یا تکیه‌گاه‌ها، از ورق‌های فولادی به ضخامت ۲۰ میلی‌متر و ابعاد ۳۰۰× ۲۰۰ میلی‌متر که بین نیروسنج‌ها و بدنه‌ی تیر قرار می‌گرفته، استفاده شده است. هم‌چنین به‌منظور ثبت نشست‌های احتمالی تکیه‌گاه‌ها، در محل تکیه‌گاه‌ها و در زیر تیر یک جابه‌جایی‌سنج قرار داده شده است. سه جابه‌جایی‌سنج دیگر در زیر تیر و در محل وسط دهانه و یک‌چهارم دهانه در چپ و راست قرار گرفته است.

در تمامی نمونه‌ها یک کرنش‌سنج بر روی میلگرد کششی مرکزی و یکی بر روی یکی از میلگردهای فشاری در محل مقطع بحرانی (وسط دهانه) تعبیه شد. در همین مقطع و به فاصله ٤۰ میلی‌متر از دورترین تار فشاری، یک کرنش‌سنج مخصوص بر روی بتن نصب شد. در مورد نمونه‌ی مقاوم‌شده‌ی غیر پیش‌تنیده از سه عدد کرنش‌سنج در ابتدا، یک‌چهارم دهانه و وسط دهانه‌ی تسمه‌ی CFRP استفاده گردید. اما در مورد نمونه‌های مقاوم‌شده‌ی پیش‌تنیده و به‌منظور پی‌گیری افت‌های پیش‌تنیدگی در طول تسمه‌ی CFRP از هفت عدد کرنش‌سنج استفاده شد که محل نصب آن‌ها در شکل (۵) مشاهده می‌گردد.

ضبط اطلاعات مربوط به کرنش‌سنج‌های تسمه‌های CFRP در نمونه‌های پیش‌تنیده از اولین لحظه‌ی اعمال کشش شروع شد و تا پایان آزمایش اصلی ادامه داشت؛ به‌طوری که متوقف کردن کشیدن تسمه‌ها براساس نشان داده شدن مقدار کرنش پیش‌تنیدگی موردنظر توسط این کرنش‌سنج‌ها بود و پس از ثابت شدن نیروی کشش نیز مقادیر این کرنش سنج‌ها در تمام طول زمان گیرش چسب ادامه پیدا کرد و تا مهم‌ترین قسمت آن یعنی زمان باز کردن دستگاه کشش و وقوع افت‌های احتمالی ادامه یافت. پس از آن‌که انتقال نیرو از تسمه به بتن صورت پذیرفت، بارگذاری اصلی بر روی نمونه آغاز شد که در طول آزمایش تا لحظه‌ی شکست نهایی نیز مقادیر این کرنش‌سنج‌ها ثبت گردید. برداشت مقادیر مربوط به عرض و عمق ترک‌ها در مقادیر مختلف بارگذاری به‌همراه ثبت بار متناظر با ایجاد هر ترک و شماره‌گذاری ترک‌ها به‌ترتیب پیدایش نیز از دیگر اطلاعات جمع‌آوری شونده در طول آزمایش بود.

ارزیابی تحلیلی

با رسم منحنی لنگر- انحنا برای مقطع بحرانی تیر، می‌توان کلیه‌ی رفتارهای خمشی آن را نظیر مقاومت، تغییر شکل، شکل‌پذیری و ترک‌خوردگی مورد ارزیابی قرار داد. در این تحقیق به‌منظور ترسیم منحنی □-M برای هر یک از نمونه‌ها، مقادیر لنگر (M) و انحنا (□) برای مقطع بحرانی تیر (مقطع وسط دهانه) در چندین تراز مختلف محاسبه می‌گردد.

لحظه‌ی اعمال پیش‌تنیدگی. بلافاصله پس از آزاد کردن دستگاه کشش، یک نیروی متمرکز فشاری در محل مرکز سطح مصالح CFRP به مقطع وارد می‌شود. از آن‌جایی که مقدار پیش‌تنیدگی اعمالی در این تحقیق براساس میزان کرنش پیش‌تنیدگی (ε_{0f}) مشخص می‌شود، در نتیجه مقدار نیروی پیش‌تنیدگی برابر خواهد بود با،

$$P = A_f E_f \varepsilon_{0f} \qquad (۱)$$

براساس روابط مقاومت مصالح، مقدار کرنش در دورترین تارهای مقطع در بالا و پایین (ε_{top} و ε_{bot}) محاسبه می‌گردد و در نتیجه، مقدار انحنای ناشی از پیش تنیدگی (φ_{pre}) طبق رابطه‌ی (۲) به‌دست می‌آید.

$$\phi_{pre.} = \frac{\varepsilon_{bot} - \varepsilon_{top}}{h} \quad (۲)$$

مقدار h در این رابطه برابر با عمق مقطع می‌باشد. البته این انحنا، نسبت به مقادیر انحنا در طول بارگذاری اصلی دارای علامت منفی می‌باشد. با توجه به این‌که مقدار لنگر در نمودار لنگر- انحنا متناظر با بارگذاری خارجی می‌باشد، لذا مقدار لنگر در این مرحله $M_{pre} = 0$ منظور می‌شود.

لحظه‌ی فشاربرداری. مرحله‌ی فشاربرداری به مرحله‌ای اطلاق می‌شود که در آن به‌علت بارهای خارجی، کرنش کششی در فولادهای کششی با کرنش فشاری ناشی از اعمال پیش‌تنیدگی در آن‌ها برابر می‌شود. در واقع، در این مرحله کرنش در بتن هم‌تراز با فولادهای کششی صفر می‌شود و تیر به حالت افقی خود می‌رسد. مقدار کرنش در بتن هم‌تراز با فولادهای کششی (ε_{decomp})، پس از اعمال پیش تنیدگی، با توجه به پروفیل کرنش در مرحله‌ی قبل به‌دست می‌آید و از آن‌جا که بتن در این قسمت هم‌چنان دارای رفتار خطی و بدون ترک‌خوردگی می‌باشد، لذا تنش متناظر با لحظه‌ی فشاربرداری در بتن هم‌تراز با فولادهای کششی (f_{decomp}) برابر با حاصل‌ضرب کرنش در مدول الاستیسیته‌ی بتن می‌باشد. حال می‌توان لنگر متناظر با لحظه‌ی فشاربرداری را به‌کمک روابط مقاومت مصالح به‌دست آورد. این لنگر در مقطع ایجاد کرنش‌های متقارن می‌نماید. تغییرات در نمودار کرنش مقطع، در طول مرحله‌ی فشاربرداری در شکل (٦) مشاهده می‌گردد. در نتیجه مقدار انحنا در لحظه‌ی فشاربرداری برابر خواهد بود با،

$$\phi_{decomp.} = \frac{\varepsilon_{t,decomp.} - \varepsilon_{top}}{d_s} \quad (۳)$$

باید توجه داشت که در اثر اعمال بارهای خارجی (بهره‌برداری)، تنش فشاری در بتن هم‌تراز مرکز هندسی مصالح CFRP کاهش می‌یابد. در صورتی که بین بتن و تسمه‌ی CFRP چسبندگی کامل وجود داشته باشد، کاهش کرنش در بتن، مساوی افزایش کرنش کششی در CFRP می‌شود. در نتیجه در لحظه‌ی فشاربرداری مقدار کرنش کششی CFRP برابر خواهد بود با،

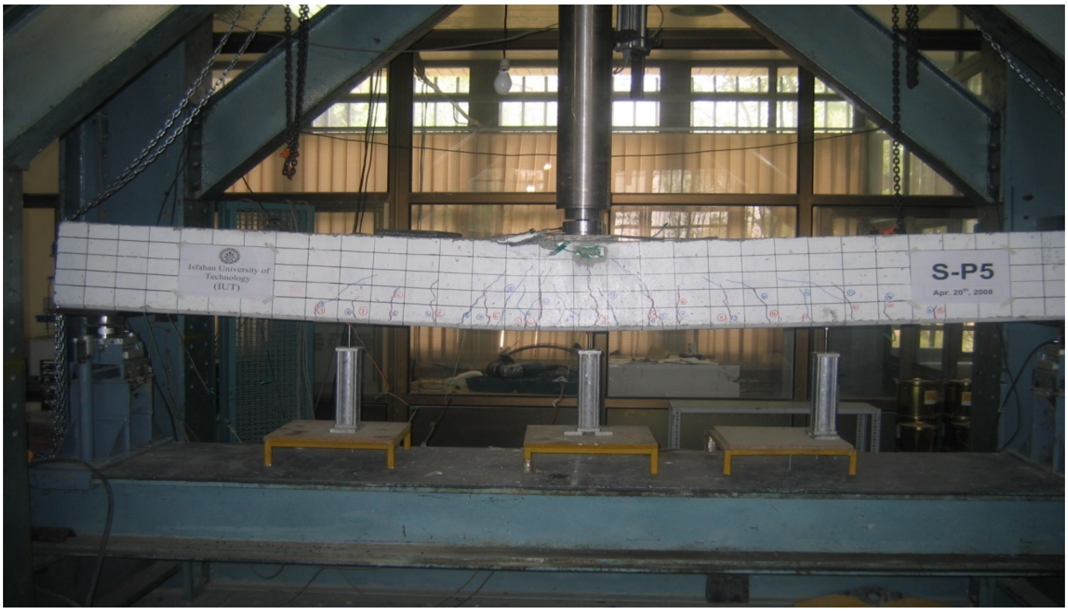
$$\varepsilon_{f,decomp.} = \varepsilon_{bot}\frac{h_3}{h_1} \quad (٤)$$

مقادیر h_1 و h_3 در شکل (٥) نمایش داده شده‌اند. با افزایش بارگذاری و گذشتن از مرحله‌ی فشاربرداری، مقطع تبدیل به یک مقطع تقویت‌شده‌ی معمولی (مشابه نمونه‌ی S-NP) خواهد شد. با این تفاوت که در هر لحظه، کرنش کششی در تسمه CFRP از سه قسمت تشکیل می‌شود،

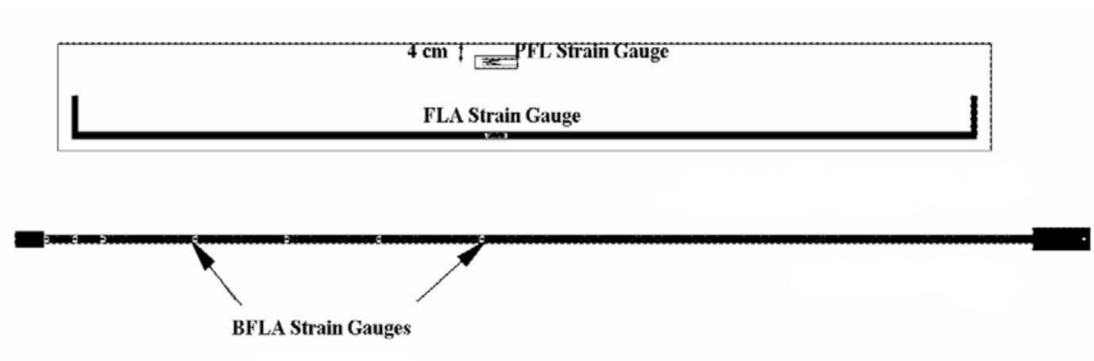
$$\varepsilon_f = \varepsilon_{0f} + \varepsilon_{f,decomp.} + \bar{\varepsilon}_f \quad (٥)$$

در این رابطه، ε_{0f} مقدار کرنش پیش‌تنیدگی، $\varepsilon_{f,decomp.}$ مقدار کرنش ناشی از اعمال بار فشاربرداری (رابطه‌ی ٤) و $\bar{\varepsilon}_f$ مقدار کرنش ناشی از بارگذاری خارجی پس از فشاربرداری است که براساس تحلیل مقطع به‌عنوان یک مقطع بدون پیش‌تنیدگی به‌دست آمده است (شکل ۷).

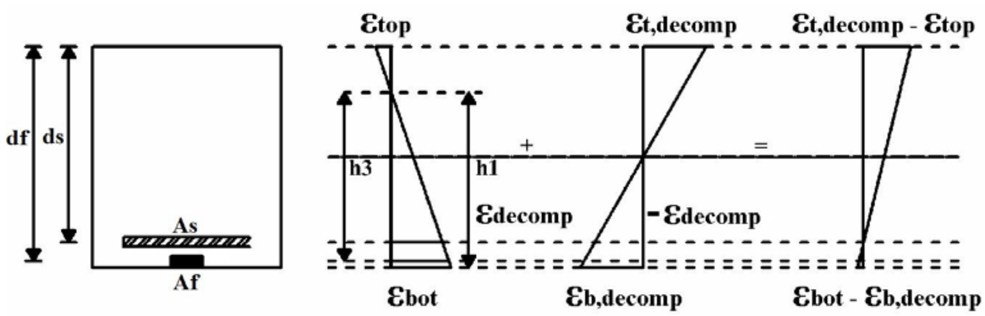
از آن‌جا که کرنش فولادهای کششی در لحظه‌ی فشاربرداری به صفر رسیده است، لذا در مراحل بعدی بارگذاری کرنش فولاد، همان کرنش حاصل از تحلیل معمولی مقطع خواهد بود ($\varepsilon_s = \bar{\varepsilon}_s$). اما در مورد بتن فشاری از آن‌جا که در لحظه‌ی فشاربرداری، کرنش فشاری در بتن وجود دارد، لذا پس از آن باید کرنش حاصل از تحلیل مقطع را با کرنش ناشی از مراحل قبل جمع نمود ($\varepsilon_c = \bar{\varepsilon}_c + \varepsilon_{c,decomp}$).



شکل ٤ تنظیمات آزمایشگاهی برای بارگذاری و ثبت اطلاعات نمونه‌ها



شکل ٥ جانمایی کرنش‌سنج‌ها



شکل ٦ تغییرات کرنش در مقطع در مرحله‌ی فشاربرداری

لحظه‌ی ترک‌خوردگی مقطع. با در نظر گرفتن لحظه‌ی رسیدن تنش در دورترین تار کششی مقطع به مقدار مقاومت خمشی بتن، f_r به‌عنوان تراز ترک‌خوردگی و با استفاده از روابط بتن مقادیر M_{cr} و φ_{cr} محاسبه می‌گردند.

تنش‌های مجاز سرویس. با توجه به حضور یک ماده‌ی اضافی مانند CFRP در مقطع، تنش مجاز بهره‌برداری برای فولادهای کششی براساس آیین‌نامه‌ی ACI 440.2R [35]، برابر با $0.8f_y$ در نظر گرفته می‌شود و براساس روابط کلاسیک بتن‌آرمه و انجام عملیات آزمون و اصلاح، مقدار عمق فشاری مقطع (c) و در نتیجه مقدار $\varphi_{service}$ به‌دست می‌آید. هم‌چنین مقدار $M_{service}$ با استفاده از منحنی هاگنستاد برای رفتار فشاری بتن و روابط بتن‌آرمه محاسبه می‌گردد.

تسلیم فولادهای کششی. در این قسمت با قرار دادن $\varepsilon_s = \varepsilon_y = 0.002$، مشابه قسمت قبلی، با آزمودن مقادیر مختلف برای ارتفاع تار خنثی (c) و رسیدن به مقدار صحیح عمق فشاری مقطع، مقادیر M_y و φ_y به‌دست خواهند آمد.

شکست نهایی. دو حالت شکست برای تیرهای تقویت شده قابل تصور است؛ خرد شدن بتن در ناحیه‌ی فشاری و وقوع شکست خمشی و یا پارگی تسمه‌های CFRP.

ابتدا فرض می‌شود که مقدار کرنش کل بتن به مقدار نهایی آن رسیده باشد ($\bar{\varepsilon}_c = \varepsilon_{cu} - \varepsilon_{c,decomp.}$) و بر این اساس و با محاسبه‌ی مقدار c، مقدار کرنش CFRP برابر خواهد بود با (شکل ۷)،

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{\circ f} + \varepsilon_{f,decomp} + \frac{d_f - c}{c}\bar{\varepsilon}_c \qquad (٦)$$

حال اگر $\varepsilon_f \leq \varepsilon_{fu}$ باشد، فرض انجام شده در خصوص حالت شکست صحیح است. اما اگر مقدار ε_f بزرگ‌تر از ε_{fu} به‌دست بیاید، حالت شکست نهایی پارگی تسمه‌ی CFRP است و باید تحلیل این قسمت مجدداً و بر پایه‌ی مقدار کرنش در تسمه‌ی CFRP انجام پذیرد.

$$\bar{\varepsilon}_f = \varepsilon_{fu} - \varepsilon_{\circ f} - \varepsilon_{f,decomp.} \qquad (٧)$$

در پایان براساس هریک از حالات محتمل ذکرشده در بالا، مقادیر M_u و φ_u به‌دست خواهند آمد.

با در اختیار داشتن منحنی لنگر- انحنا برای مقطع بحرانی (وسط دهانه) یک تیر دو سر ساده، می‌توان کلیه‌ی رفتارهای خمشی آن را در هر لحظه از این منحنی استخراج نمود. برای به‌دست آوردن ظرفیت باربری تیر در هر لحظه می‌توان مقدار لنگر حداکثر تیر را در آن لحظه از منحنی لنگر- انحنا قراءت کرد و سپس با استفاده از روابط کلاسیک مقاومت مصالح مقدار بار متمرکز وارد بر تیر را محاسبه نمود.

هم‌چنین با این‌که نمودار لنگر- انحنا جزء مشخصات مقطع به‌شمار می‌رود، اما به‌کمک آن می‌توان منحنی تغییرات φ در طول تیر را رسم کرد و براساس این منحنی، مقدار تغییر شکل را در هر مقطع دل‌خواه به‌دست آورد.

$$\delta_{AB} = \int_A^B \varphi x dx \qquad (٨)$$

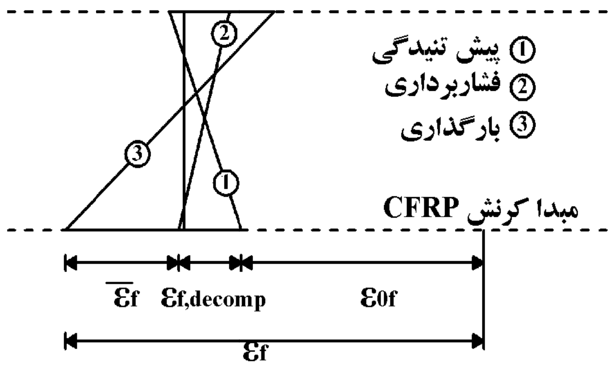
یعنی تغییر مکان نسبی نقطه‌ی A نسبت به نقطه‌ی B (δ_B) برابر لنگر سطح زیر منحنی φ از A تا B خواهد بود. لذا با در نظر گرفتن نقطه‌ی A در محل تکیه‌گاه (δ_A=0) و رسم منحنی انحنا تا مقطع بحرانی

تیر در وسط، می‌توان تغییر مکان حداکثر تیر بتنی (δ_B =δ_{max}) را به‌دست آورد. و در نهایت این‌که، میزان شکل‌پذیری هر نمونه را نیز می‌توان به‌کمک ضریب شکل‌پذیری انحنایی آن، که به‌صورت $\eta_\phi = \phi_u / \phi_y$ می‌باشد، تعیین نمود. این امر مقایسه میان قابلیت شکل‌پذیری نمونه‌های مختلف این تحقیق را به کمک رسم منحنی لنگر انحنا برای آن‌ها ممکن می‌سازد.

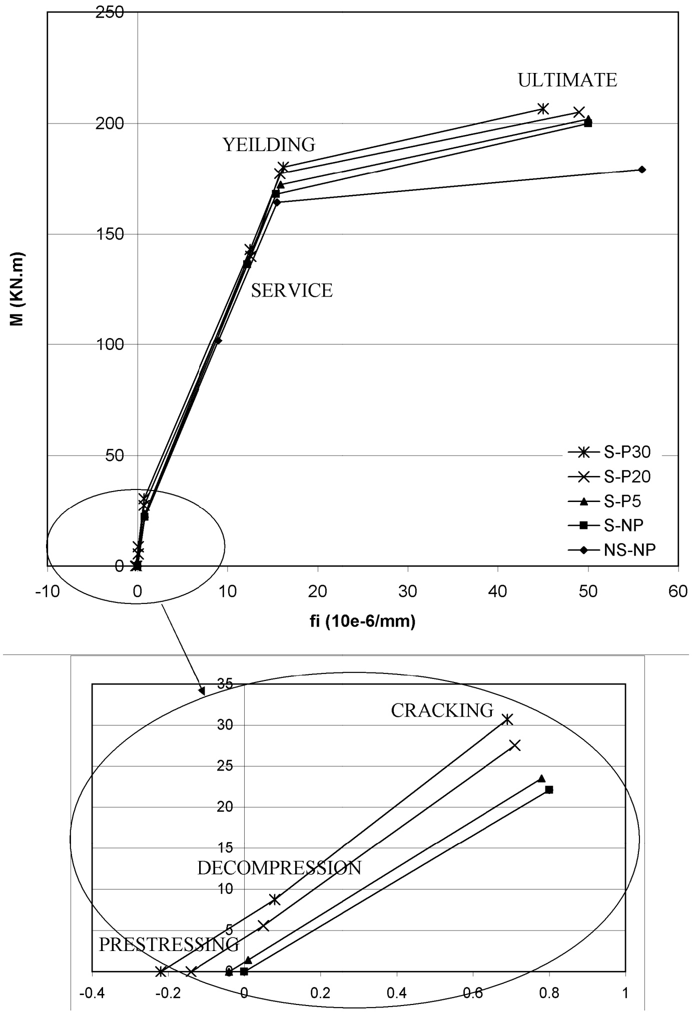
با توجه به مشخصات نمونه‌های ساخته شده که در بخش چهارم توضیح داده شد، و براساس روش ارزیابی تحلیل بیان شده، منحنی لنگر- انحنا برای نمونه‌ی مبنا (تقویت‌نشده) و نمونه‌های تقویت‌شده مطابق شکل (۸) رسم می‌گردد. بر این اساس می‌توان مقادیر تحلیلی باربری و تغییر شکل را برای هریک از نمونه‌ها به‌دست آورد که منحنی‌های مربوط به آن در شکل (۹) قابل مشاهده است.

در نتیجه‌ی ارزیابی تحلیلی تمامی نمونه‌ها، همان‌طور که در شکل (۹) نشان داده شده است، ملاحظه می‌گردد که از نظر مقدار بار متناظر با ترک خوردگی، نمونه‌ی تقویت‌شده‌ی غیر پیش‌تنیده تفاوتی با نمونه‌ی مبنا ندارد، در حالی‌که مقدار بار ترک‌خوردگی در نمونه‌های S-P5، S-P20 و S-P30 به‌ترتیب ٦، ٢٤ و ۳۹ درصد افزایش نسبت به نمونه‌ی مبنا داشته‌اند. هم‌چنین مقایسه‌ی بار متناظر با لحظه‌ی تسلیم فولادهای کششی در نمونه‌های مختلف نشان می‌دهد که نمونه‌ی S-NP دارای تنها ۲ درصد افزایش در مقدار بار تسلیم نسبت به نمونه‌ی مبنا می‌باشد. این افزایش در میزان بار تسلیم میلگردهای کششی در مقایسه با نمونه‌ی مبنا برای نمونه‌های S-P5، S-P20 و S-P30 به‌ترتیب برابر با ۵، ۷/۵ و ۹/۵ درصد می‌باشد. در خصوص مقدار افزایش در ظرفیت باربری نهایی نمونه‌ها براساس ارزیابی تحلیلی صورت‌گرفته نیز باید گفت که نمونه‌های S-NP، S-P5، S-P20 و S-P30 به‌ترتیب دارای ۱۲، ۱۳، ١٤ و ۱۵ درصد افزایش نسبت به نمونه‌ی مبنا بوده‌اند. هم‌چنین با در نظر گرفتن شاخص شکل‌پذیری تغییر مکانی به‌عنوان یکی از معیارهای شکل‌پذیری در اعضای بتن مسلح، نتیجه می‌شود که تقویت نمونه‌ها و هم‌چنین اعمال نیروی پیش تنیدگی در نمونه‌های تقویت‌شده، باعث کاهش شکل‌پذیری آن‌ها نسبت به نمونه‌ی مبنا خواهد شد. این کاهش به‌ترتیب برای نمونه‌های S-NP، S-P5، S-P20 و S-P30 برابر ۱۰، ۱۲/۷، ١٤ و ۲۳ درصد بوده است. از طرف دیگر باید گفت که شیوه‌ی مقاوم‌سازی به کار رفته، باعث افزایش سختی در نمونه‌های تقویت‌شده گردیده است.

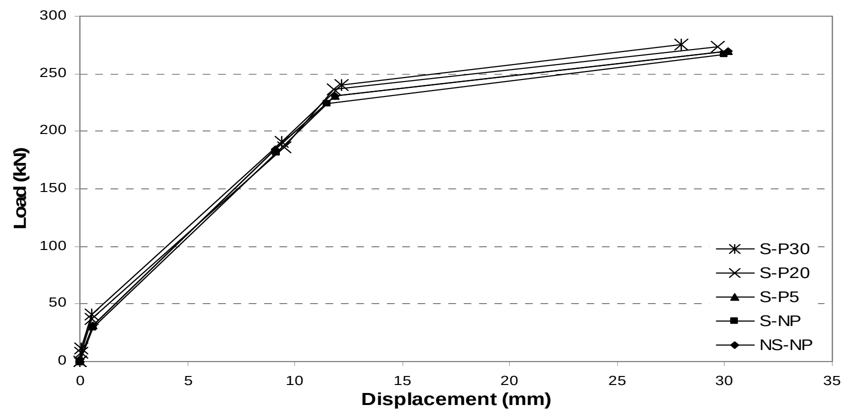
هم‌چنین مشاهده‌ی نمودار تغییرات کرنش در تسمه‌ی مقاوم‌کننده‌ی CFRP به‌ازای تغییرات بار وارد براساس ارزیابی تحلیلی انجام شده (شکل ۱۰) نشان می‌دهد در مقاوم‌سازی تیر بتنی با استفاده از مصالح CFRP غیر پیش‌تنیده (نمونه‌ی S-NP) تنها امکان استفاده از ۷۳ درصد از ظرفیت کششی این مصالح تا لحظه‌ی شکست نهایی وجود دارد. اعمال پیش تنیدگی به‌میزان تنها ۵ درصد ظرفیت اسمی تسمه‌ها باعث استفاده‌ی ۸۰ درصدی از ظرفیت مصالح CFRP در نمونه‌ی S-P5 می‌گردد. افزایش سطح پیش تنیدگی تا ۲۰ درصد ظرفیت اسمی تسمه‌ی CFRP در نمونه‌ی S-P20، استفاده از ظرفیت مصالح مقاوم‌کننده را تا ۹۳ درصد افزایش می‌دهد. استفاده‌ی کامل از ظرفیت تسمه‌ی CFRP نیز با اعمال پیش تنیدگی به‌میزان ۳۰ درصد ظرفیت آن (نمونه‌ی S-P30) قابل حصول است.



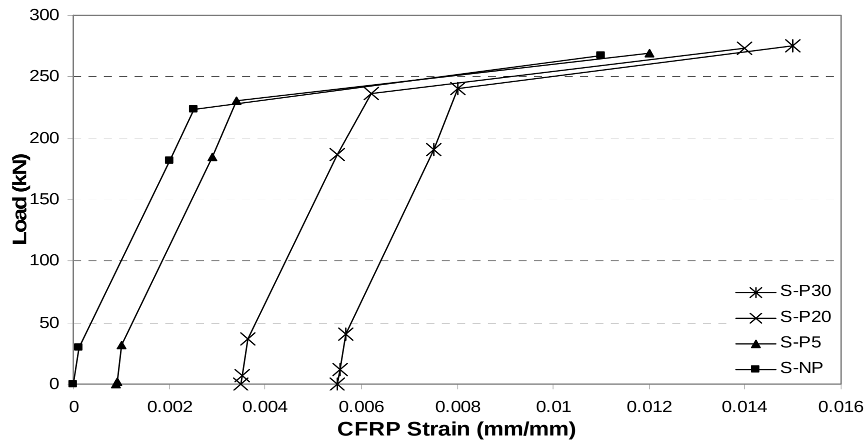
شکل ۷ اجزاء تشکیل دهنده‌ی مقدار کرنش در CFRP پس از مرحله‌ی فشاربرداری



شکل ۸ نمودارهای لنگر- انحنای به‌دست آمده برای نمونه‌های مختلف به‌کمک ارزیابی تحلیلی



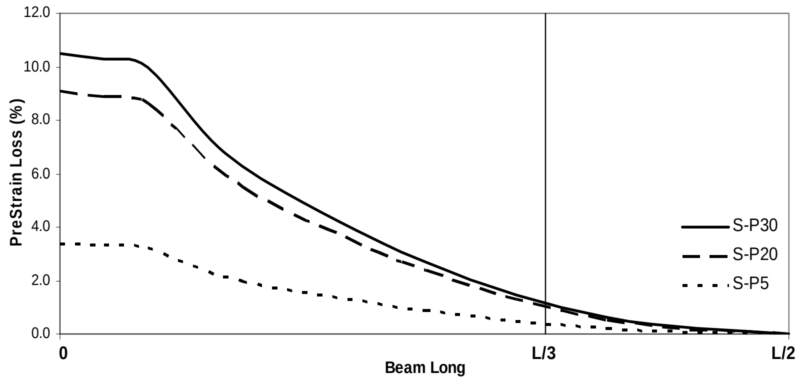
شکل ۹ نمودار نیرو– تغییر مکان به‌دست آمده از ارزیابی تحلیلی برای نمونه‌های مختلف



شکل ۱۰ نمودار بار– کرنش تسمه‌ی CFRP براساس ارزیابی تحلیلی نمونه‌ها

نتایج آزمایشگاهی

افت نیروی پیش‌تنیدگی. وقوع و محاسبه افت‌ها در میزان نیروی پیش‌تنیدگی اولیه، یکی از مباحث مهم در بتن پیش‌تنیده می‌باشد. با توجه به تجارب منتشر شده‌ی سایر محققان [9,13]، که در آن‌ها افت‌هایی تا ۳۵ درصد مقدار اولیه در نیروی پیش تنیدگی گزارش شده است، در این تحقیق نیز انتظار وقوع افت‌های قابل‌توجهی در میزان کرنش پیش‌تنیدگی وجود داشت که بر این اساس تدابیر خاصی اندیشیده شد. ازجمله می‌توان به نصب تعداد ۷ عدد کرنش‌سنج در نقاط مختلف تسمه‌ی CFRP، به‌منظور پی‌گیری وضعیت افت و انتقال نیروی پیش تنیدگی در نقاط مختلف، در طول تسمه‌ی کشیده شده اشاره نمود. اما مشاهده‌ی نتایج ثبت شده توسط کرنش‌سنج‌ها در نقاط ابتدایی تسمه‌های CFRP، نشان داد که میزان افت در مقدار کرنش پیش‌تنیدگی در این تحقیق بسیار ناچیز و حداکثر برابر ۱۰ درصد کرنش پیش تنیدگی در نقاط ابتدایی تسمه‌ها بوده‌است. هم‌چنین با دور شدن از نقاط ابتدایی انتقال نیروی پیش تنیدگی به نحو موثرتری انجام گرفته است، به‌طوری که در هیچ یک از نمونه‌ها، کاهشی در نیروی پیش‌تنیدگی تسمه‌ی CFRP منتقل شده در وسط دهانه‌ی تیر مشاهده نگردید (شکل ۱۱).



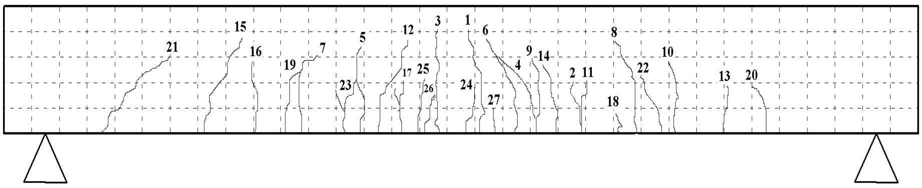
شکل ۱۱ نمودار افت در انتقال نیروی پیش تنیدگی در طول تسمه‌ی CFRP در نمونه‌های مختل

مشخصات ترک‌ها. شکل (۱۲) چگونگی توزیع ترک‌ها را در نمونه‌های مختلف نشان می‌دهد. در این شکل، شماره‌های ۱، ۲، ۳ و.... معرف شماره‌ی ترک‌ها برحسب تقدم زمانی تشکیل آن‌ها می‌باشد. همان‌طور که در این شکل مشاهده می‌شود، تعداد ترک‌های متناظر با لحظه‌ی شکست، در نمونه‌ی تقویت‌شده‌ی بدون پیش‌تنیدگی، تقریباً برابر با نمونه‌ی تقویت‌نشده می‌باشد. اما اعمال نیروی پیش‌تنیدگی باعث محدودتر شدن تعداد ترک‌ها می‌گردد؛ به‌طوری که با افزایش این نیرو، تعداد ترک‌ها در لحظه‌ی نهایی نیز کاهش می‌یابد. نحوه‌ی توزیع ترک‌ها در نمونه‌ی کنترلی و نمونه‌های تقویت‌شده تقریباً مشابه یکدیگر می‌باشد. بدین‌صورت که در زیر بار متمرکز عمدتاً به‌صورت ترک‌های خمشی در قسمت کششی تیر، و با دور شدن از محل اعمال بار و نزدیک شدن به تکیه‌گاه‌ها، تقریباً به‌صورت ترک‌های خمشی- برشی ظاهر شده‌اند.

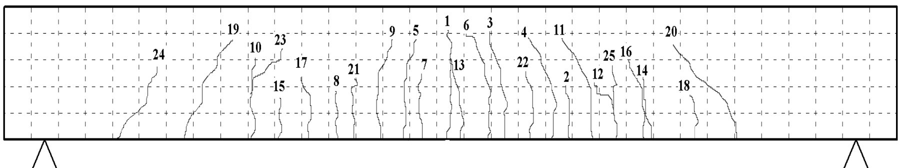
هم‌چنین منحنی حداکثر عرض ترک‌های ایجادشده برحسب بار اعمالی وسط دهانه برای نمونه‌های مختلف در شکل (۱۳) نشان داده شده است. قابل ذکر است که در این منحنی‌ها، به‌علت پرهیز از خطای گزینش تصادفی، مقادیر حداکثر عرض به‌صورت متوسطی از عرض ترک‌های واقع در یک متر میانی تیر (ناحیه بحرانی ترک‌های خمشی، از هر طرف ۰/۵ متر) محاسبه گردیده است.

منحنی‌های اساسی. شکل (۱٤) اطلاعات ثبت شده به‌وسیله‌ی جابه‌جایی‌سنج و نیروسنج وسط دهانه را در طول آزمایش نمونه‌های مختلف نشان می‌دهد. همان‌طور که در این شکل مشاهده می‌شود مقدار باربری نهایی در نمونه‌ی مبنا (تقویت‌نشده) برابر با ۲٥٤/۸ کیلو نیوتن می‌باشد. ظرفیت باربری نهایی در نمونه‌ی تقویت‌شده‌ی بدون پیش‌تنیدگی (S-NP) با بیش از ۱۰ درصد افزایش به مقدار ۲۸۰/۸ kN افزایش می‌یابد. این افزایش با در نظر گرفتن درصد بسیار پایین مقاوم‌کننده CFRP در مقطع (ρ_f = ۰/۰۰۰٥٤)، بسیار مناسب است و کارآیی روش NSM FRP را در مقاوم‌سازی سازه‌های بتنی نشان می‌دهد. البته حالت شکست در این نمونه، شکست چسبندگی پیش از موعد می‌باشد که اشاره به عدم استفاده از تمامی ظرفیت مقاوم‌کننده CFRP علی‌رغم افزایش مناسب در ظرفیت باربری دارد. با اعمال نیروی پیش‌تنیدگی در نمونه‌های تقویت‌شده به‌روش NSM CFRP، ظرفیت باربری نهایی باز هم افزایش می‌یابد. این افزایش برای نمونه‌های S-P5، S-P20 ,S-P30 به‌ترتیب برابر با ۱۱/٥، ۱٤/٥ و ۱٥ درصد نسبت به نمونه‌ی مبنا می‌باشد. بر این اساس با اعمال پیش‌تنیدگی، حتی به میزان بسیار کم در نمونه‌ی S-P5، ظرفیت باربری نمونه‌ها، به‌صورت قابل‌توجهی نسبت به نمونه‌ی مبنا و نیز نسبت به نمونه‌ی تقویت‌شده‌ی غیر پیش‌تنیده افزایش می‌یابد که این امر به‌دلیل استفاده‌ی سطح

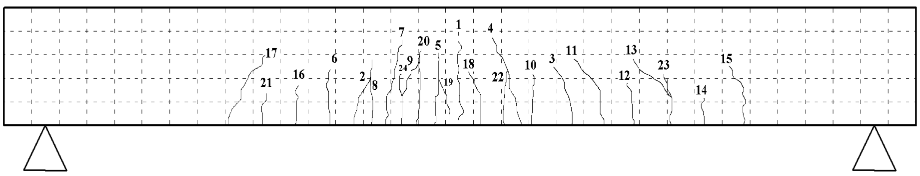
بالاتری از ظرفیت کششی مقاوم کننده‌ی CFRP حادث شده است. باید توجه داشت که در نمونه‌ی S-P20، با چهار برابر کردن مقدار نیروی پیش‌تنیدگی نسبت به نمونه‌ی S-P5، ۳ درصد افزایش ظرفیت باربری در نمونه‌ی S-P20 نسبت به نمونه‌ی S-P5 مشاهده می‌شود؛ اما در مقایسه با نمونه‌های S-P30 و S-P20 ملاحظه می‌گردد که علی‌رغم یک و نیم برابر نمودن نیروی پیش‌تنیدگی در نمونه‌ی S-P30، این نمونه افزایش قابل‌ملاحظه‌ای را در ظرفیت باربری، در مقایسه با نمونه‌ی S-P20، نشان نداده است.



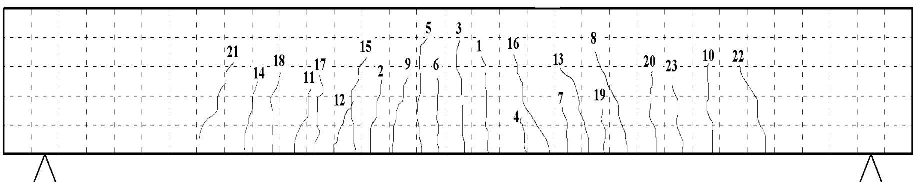
(الف) نمونه‌ی NS-NP



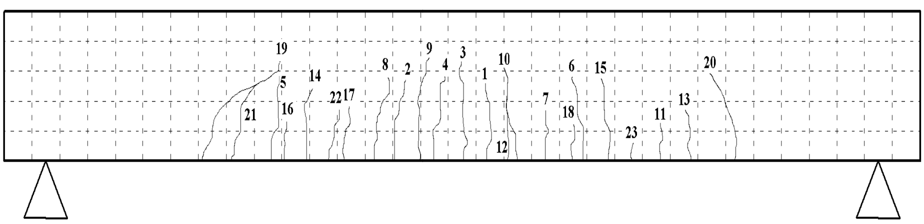
(ب) نمونه‌ی S-NP



(ج) نمونه‌ی S-P5

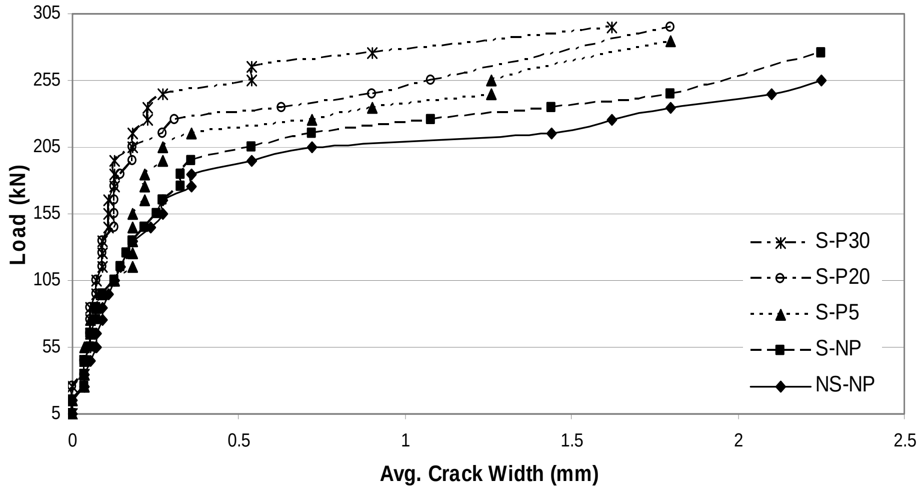


(د) نمونه‌ی S-P20

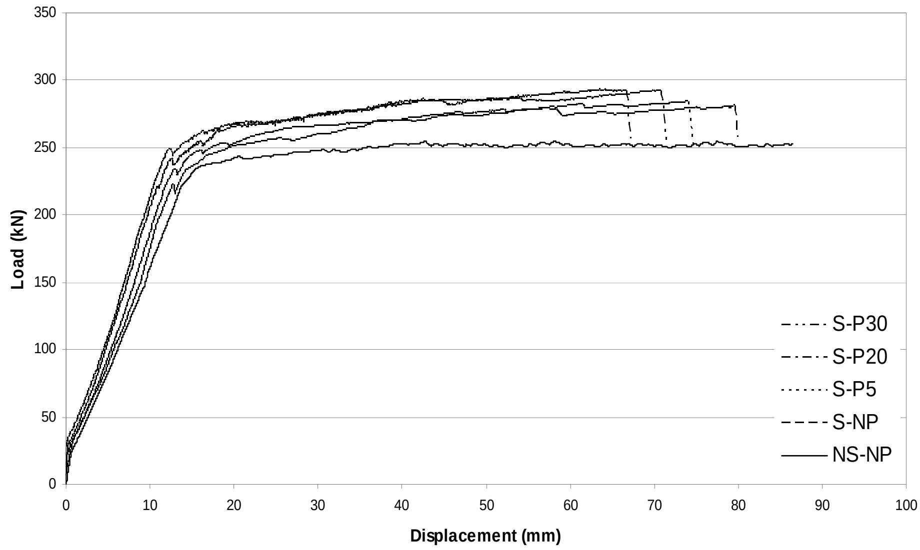


(ه) نمونه‌ی S-P30

شکل ۱۲ توزیع ترک‌ها در لحظه‌ی نهایی برای نمونه‌های مختلف



شکل ۱۳ نمودار بار اعمالی جک بر حسب عرض ترک‌ها در نمونه‌های مختلف



شکل ١٤ منحنی تغییرات بار اعمالی-تغییر مکان وسط دهانه در نمونه‌های مختلف

هم‌چنین با توجه به شکل (۱۵)، که در واقع بزرگ‌نما شده‌ی قسمت ابتدایی شکل (١٤) می‌باشد، ملاحظه می‌گردد که تقویت نمونه‌ها با مقاوم‌کننده‌های غیر پیش‌تنیده (S-NP) تقریباً هیچ اثری بر روی میزان بار ترک‌خوردگی تیر ایجاد نمی‌کند؛ درحالی که اعمال پیش‌تنیدگی، این مشخصه از رفتار تیر (بار ترک‌خوردگی) را به‌شدت افزایش می‌دهد، به‌طوری که افزایشی تا حد ٤٥ درصد نیز در نمونه‌ی S-P30 قابل مشاهده است

با توجه به شکل (١٦)، مشاهده می‌گردد که با در نظر گرفتن کرنش تسلیم فولاد برابر با ۰/۰۰۲، مقاوم‌سازی تیر بتنی با تسمه‌ی CFRP غیر پیش‌تنیده، تأثیر چندانی در میزان بار تسلیم (بار متناظر با لحظه‌ی تسلیم فولادهای کششی) ندارد و آن را تنها در حدود ۱/۵ درصد افزایش می‌دهد. اما اعمال پیش‌تنیدگی باعث افزایش مناسبی در مقدار بار تسلیم می‌شود و این

خصیصه را نسبت به نمونه‌ی مبنا به‌میزان ۵/۵ درصد در نمونه‌های S-P5 و S-P20 و به‌میزان ۹ درصد در نمونه‌ی S-P30 افزایش می‌دهد. البته بر مبنای ارزیابی تحلیلی صورت گرفته، انتظار می‌رفت تا مقدار بار تسلیم در نمونه‌ی S-P20 بیش از نمونه‌ی S-P5 باشد که در عمل، مقدار این مشخصه در هر دو نمونه یکسان به‌دست آمد. اما شیوه‌ی مقاوم‌سازی مورد استفاده در این تحقیق، تأثیر خود را در محدوده‌ی بارگذاری‌های سرویس به‌خوبی نشان می‌دهد. با در نظر گرفتن کرنش فولاد برابر ۰/۰۰۱۶ به‌عنوان شاخص مرحله‌ی سرویس نمونه‌ها و مقدار بار متناظر با این کرنش به‌عنوان بار سرویس، مشاهده می‌گردد که نمونه‌های S-P5، S-P20 و S-P30 به‌ترتیب دارای افزایش ۱۰، ۱۸ و ۲۱ درصدی بار سرویس، نسبت به نمونه‌ی مبنا هستند. افزایش بار سرویس در مورد نمونه‌ی S-NP، تنها در حدود ۱/۵ درصد بوده است.

شکل (۱۷) منحنی تغییرات بار وارد بر نمونه‌های مختلف را برحسب تغییرات کرنش در مقطع وسط تسمه‌ی CFRP نشان می‌دهد. به‌طور کلی این منحنی‌ها دارای سه قسمت کاملاً قابل تشخیص می‌باشند. قسمت اول از لحظه‌ی ابتدای بارگذاری شروع می‌شود و تا زمان ترک‌خوردگی مقطع ادامه می‌یابد که در آن به‌علت سختی بسیار بالای تیر، شیب منحنی بار–کرنش CFRP نیز بسیار شدید می‌باشد. در قسمت دوم با کاهش سختی مقطع، به‌دلیل ترک خوردن بتن، شیب منحنی دچار کاهش کمی می‌شود و تا زمان تسلیم فولادهای کششی با این شیب جدید ادامه می‌یابد. در مرحله‌ی سوم و پس از تسلیم فولادهای کششی، مقطع بسیار نرم می‌شود و در نتیجه شیب منحنی کرنش در تسمه CFRP نیز افت محسوسی پیدا می‌کند. قسمت سوم تا لحظه‌ی شکست نهایی ادامه می‌یابد.

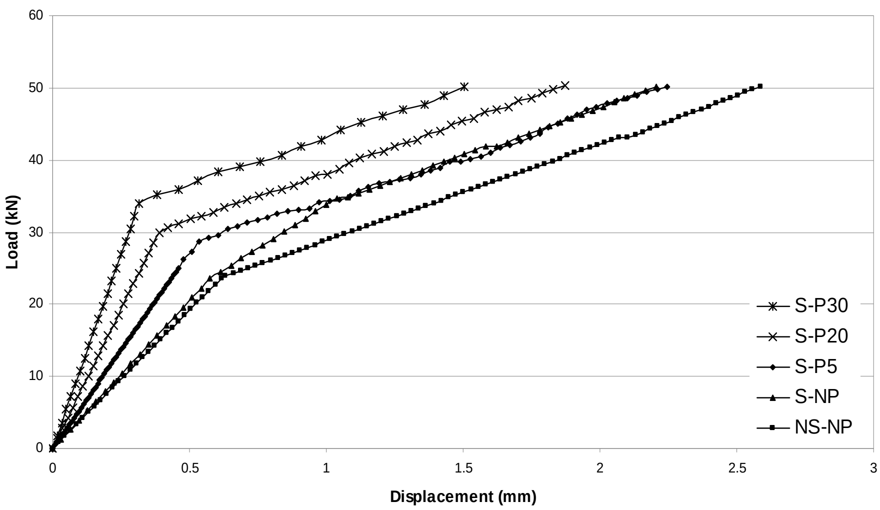
همان‌طور که مشاهده می‌شود، مقدار حداکثر کرنش ثبت شده برای تسمه CFRP، در نمونه‌های S-P20 و S-P30 برابر کرنش نهایی تسمه‌ها (۰/۰۱۶ – ۰/۰۱۵) است که این امر با حالت شکست مشاهده‌شده در این نمونه‌ها، یعنی پارگی تسمه‌های CFRP، مطابقت کامل دارد و حاکی از استفاده‌ی حداکثری از ظرفیت مصالح CFRP در این دو نمونه می‌باشد. در نمونه‌ی S-P5 حداکثر کرنش ثبت شده برای تسمه‌ی CFRP در حدود ۰/۰۱۳ یعنی در حدود ۸۵ درصد کرنش نهایی تسمه‌ها می‌باشد. در نمونه‌ی S-NP نیز مقدار ۰/۰۱ به‌عنوان کرنش حداکثر تسمه CFRP ثبت گردیده است که این مقدار در حدود ٦۵ درصد کرنش نهایی تسمه می‌باشد. در نتیجه ملاحظه می‌شود که اعمال نیروی پیش‌تنیدگی، حتی در سطوح بسیار پایین، اثر بسیار مناسبی در استفاده‌ی سطح بالاتر از ظرفیت مصالح مقاوم‌کننده FRP دارد و هزینه‌های پروژه‌ی مقاوم‌سازی را کاهش می‌دهد.

یکی دیگر از موارد مهم قابل بررسی، شکل‌پذیری تیرها می‌باشد. برای تعیین شکل‌پذیری تیرهای بتن آرمه‌ی تقویت‌شده با FRP مدل‌های مختلفی ارائه شده است [36]. در این تحقیق بر اساس روش متعارف، با تقسیم تغییر مکان نهایی هر نمونه (δ_u) به مقدار تغییر مکان متناظر با تسلیم آن (δ_y)، مقدار ضریب شکل‌پذیری تغییر مکانی (η_Δ) برای نمونه‌های مختلف محاسبه می‌گردد.

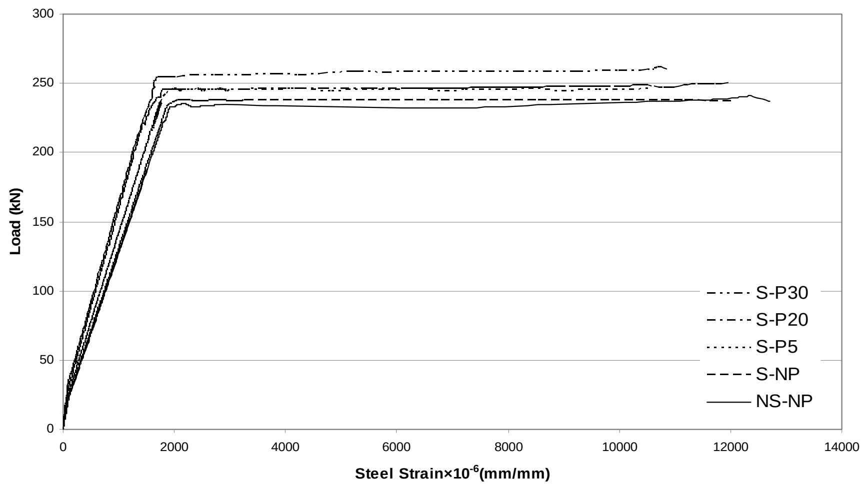
با توجه به جدول (۲) ملاحظه می‌گردد که به‌طور کلی مقاوم‌سازی تیرهای بتنی با استفاده از تسمه‌های NSM CFRP، قابلیت شکل‌پذیری آن‌ها را کاهش می‌دهد. این کاهش برای نمونه‌ی غیر پیش‌تنیده در حدود ۷ درصد است که با اعمال و افزایش نیروی پیش‌تنیدگی، مقدار کاهش در شکل‌پذیری تیر بتنی حتی تا حدود ۲۰ درصد (برای نمونه‌ی S-P30) نیز می‌رسد.

جدول (۳) تفاوت مقادیر ظرفیت باربری به‌دست آمده از دو طریق انجام آزمایش و ارزیابی تحلیلی در

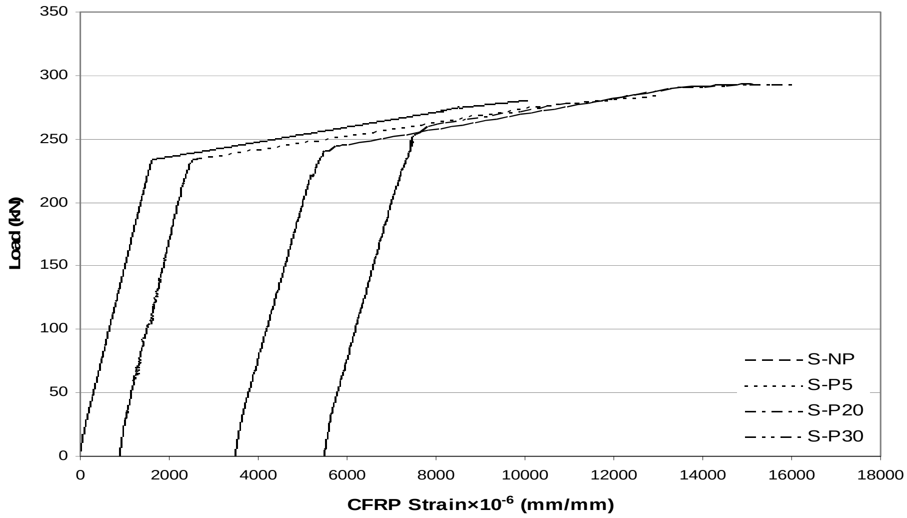
نمونه‌های مختلف را نشـان مـی‌دهـد. همـان‌گونـه کـه مشاهده می‌شود، در ارزیابی تحلیلی، نمونه‌ها سخت‌تـر از رفتار واقعی خود در نظر گرفتـه شـده‌انـد و مقـادیر تغییـر شـکل بـه‌دسـت آمـده از ارزیـابی تحلیلـی، محافظه‌کارانه‌تر بوده است. باید توجه داشت، همان‌طور که قبلاً نیز ذکر گردید، نتایج حاصل از ارزیابی تحلیلی پس از تسلیم فولادهـای کششـی و ورود بـه ناحیـه‌ی رفتار غیرارتجاعی، کاملاً غیرقابل اعتمادند و شباهتی به رفتار واقعی تیرها ندارند. از مواردی کـه خطـای قابـل توجه در محاسبات تحلیلی ایجاد می‌کنـد، عـدم توجـه بـه سـخت‌شـدگی کرنشـی (strain hardening) در فولادهای کششی در کرنش‌های پس از تسلیم است که در برآورد تحلیلی منظور نشده است.



شکل ۱۵ منحنی تغییرات بار اعمالی- تغییر مکان وسط دهانه تا حد ترک‌خوردگی در نمونه‌های مختلف



شکل ١٦ نمودار تغییرات بار وارد- کرنش حداکثر فولاد کششی در نمونه‌های مختلف



شکل ۱۷ منحنی تغییرات بار اعمالی بر حسب کرنش حداکثر تسمه‌ی CFRP

جدول ۲ تغییرات ضریب شکل‌پذیری در نمونه‌ها

نمونه	تغییر مکان تسلیم (δy)	تغییر مکان نهایی (δu)	ضریب شکل‌پذیری	درصد کاهش نسبت به نمونه‌ی مبنا
NS-NP	15.34	86.45	5.64	0.0
S-NP	15.24	79.88	5.24	7.1
S-P5	15.45	76.55	4.95	12.2
S-P20	14.1	71.36	5.06	10.3
S-P30	14.62	67.04	4.59	18.7

جدول ۳ مقایسه‌ی نتایج باربری نمونه‌ها در سطوح مختلف بارگذاری بر اساس مقادیر آزمایشگاهی و محاسبات تحلیلی صورت گرفته

بارگذاری	نمونه	مقدار تجربی	مقدار تحلیلی	درصد اختلاف
بار ترک‌خوردگی (kN)	NS-NP	23.5	22.1	6.0
	S-NP	23.5	22.1	6.0
	S-P5	25	23.5	6.0
	S-P20	30	27.6	8.0
	S-P30	34	30.7	9.7
بار سرویس (kN) εs=0.0016	NS-NP	198.1	133	32.9
	S-NP	200.9	136.3	32.2
	S-P5	217.6	138.4	36.4
	S-P20	233.5	140	40.0
	S-P30	239.7	143	40.3
بار تسلیم (kN) εs=0.002	NS-NP	233.2	164.2	29.6
	S-NP	236.5	168	29.0
	S-P5	245	172.2	29.7
	S-P20	245.1	177.4	27.6
	S-P30	254.4	180.2	29.2
بار نهایی (kN)	NS-NP	254.8	179.2	29.7
	S-NP	280.8	200	28.8
	S-P5	284	202	28.9
	S-P20	292.2	205.1	29.8
	S-P30	293	206.6	29.5

نتایج تحقیق

در این تحقیق به‌منظور بررسی تأثیر پیش‌تنیدگی کامپوزیت‌های CFRP در روش نصب نزدیک سطح (NSM) بر مقاوم‌سازی خمشی تیرهای بتنی، ۵ عدد تیر بتن‌آرمه به طول ۳/۳ متر، عرض ۳۰۰ و ارتفاع ۳۵۰ میلی‌متر، و فولاد طولی معادل ۵۰ درصد فولاد متوازن آماده شد. یک تیر به‌صورت نمونه‌ی تقویت‌نشده (مبنا)، یک تیر به‌صورت تقویت‌شده‌ی غیر پیش‌تنیده، و سه نمونه‌ی دیگر به‌صورت تقویت‌شده‌ی پیش‌تنیده تا سطح ۵، ۲۰ و ۳۰ درصد کرنش نهایی اسمی تسمه‌های CFRP مورد آزمایش قرار گرفتند. نمونه‌ها هم‌چنین به‌صورت تحلیلی مورد ارزیابی قرار گرفتند و نتایج تحلیلی و تجربی در کنار هم مقایسه شدند. نتایج این تحقیق را می‌توان به‌صورت زیر ارائه نمود.

۱- در حالی که مقاومت در نمونه‌ی مقاوم‌شده با تسمه‌ی NSM CFRP غیر پیش‌تنیده به‌میزان ۱۰ درصد نسبت به نمونه‌ی مبنا (تقویت‌نشده) افزایش یافته است، با اعمال پیش‌تنیدگی به‌اندازه‌ی ۵، ۲۰ و ۳۰ درصد ظرفیت اسمی تسمه‌های CFRP، ظرفیت باربری نهایی نمونه‌های پیش‌تنیده به‌ترتیب ۱۱/۵، ۱٤/۷ و ۱۵ درصد نسبت به نمونه‌ی مبنا افزایش می‌یابد.

۲- اعمال پیش تنیدگی در نمونه‌های تقویت‌شده باعث تعویق لحظه‌ی ترک‌خوردگی بتن و در نتیجه بالا رفتن محسوس مقدار بار متناظر با لحظه‌ی ایجاد اولین ترک در تیرهای بتنی می‌گردد. بار ترک‌خوردگی در تیرهایی که تا سطح ۵، ۲۰ و ۳۰ درصد ظرفیت اسمی مصالح CFRP پیش‌تنیده شده‌اند به‌ترتیب ۱۱۷، ۱۲۷/۵ و ۱٤٤/۵ درصد بار ترک‌خوردگی در نمونه‌ی مبنا می‌باشد. این در حالی است که مقدار بار ترک‌خوردگی در نمونه‌ی تقویت‌شده با تسمه‌ی NSM CFRP غیر پیش‌تنیده، تغییری نسبت به نمونه‌ی تقویت‌نشده نداشته است.

۳- با در نظر گرفتن کرنش ۰/۰۰۲ به‌عنوان لحظه‌ی تسلیم میلگردهای کششی، نتایج ثبت شده در خصوص باربری نمونه‌ها در لحظه‌ی متناظر با تسلیم فولادهای کششی نشان می‌دهد که نمونه‌ی تقویت‌شده‌ی بدون پیش تنیدگی دارای بار تسلیمی تقریباً برابر با نمونه‌ی مبنا (با تنها ۱/۵ درصد افزایش) می‌باشد. اعمال پیش تنیدگی در سطوح ۵ و ۲۰ درصد ظرفیت اسمی تسمه‌های CFRP باعث افزایش ۵/۵ درصدی بار تسلیم نسبت به نمونه‌ی مبنا می‌گردد. این افزایش در نمونه‌ای که تا ۳۰ درصد پیش‌تنیده شده، به ۹ درصد نیز می‌رسد.

٤- از مهم‌ترین مزایای استفاده از این شیوه‌ی مقاوم‌سازی می‌توان به بهبود رفتار تیرهای مقاوم‌شده در ناحیه‌ی سرویس اشاره نمود. با در نظر گرفتن حد تنش مجاز معرفی شده توسط آیین‌نامه‌ها برای مصالح در محدوده‌ی خدمت (در این‌جا کرنش ۰/۰۰۱٦ برای فولاد کششی)، مقدار بار متناظر با این حد (بار سرویس) در نمونه‌های پیش‌تنیده شده به‌میزان ۵، ۲۰ و ۳۰ درصد ظرفیت تسمه‌ها، به‌ترتیب ۱۰، ۱۸ و ۲۱ درصد نسبت به نمونه‌ی مبنا افزایش داشته است. با توجه به این‌که این افزایش در نمونه‌ی تقویت‌شده‌ی غیر پیش‌تنیده ناچیز و در حدود ۱/۵ درصد بیشتر از نمونه‌ی مبنا می‌باشد، می‌توان تأثیر مثبت اعمال پیش تنیدگی در مقاوم‌سازی تیرهای بتنی را در خصوص سرویس‌دهی این اعضا مشاهده نمود.

۵- توجه به معیار دیگر سرویس‌دهی تیرهای بتنی، یعنی تعداد و نحوه‌ی توزیع ترک‌های خمشی، نیز حاکی از بهبود رفتار تیر در ناحیه‌ی سرویس، در اثر به‌کارگیری این شیوه‌ی مقاوم‌سازی می‌باشد. توجه به مشخصات ترک‌هایی که در محدوده‌ی ۷۰-٦۰ درصد باربری نهایی نمونه‌ها (محدوده‌ی باربری سرویس) توسعه یافته‌اند، نشان می‌دهد که تعداد و پراکندگی ترک‌ها برای نمونه‌ی تقویت‌نشده (مبنا) و نمونه‌ی تقویت‌شده‌ی غیر پیش‌تنیده یکسان است ولی با اعمال و افزایش نیروی پیش‌تنیدگی در نمونه‌ها، توزیع ترک‌ها محدودتر و تعداد آن‌ها نیز در نمونه‌های ۵، ۲۰ و ۳۰ درصد پیش‌تنیده، به‌ترتیب ٦، ۱٦ و ۲۵ درصد

نسبت به نمونه‌ی مبنا کاهش یافته است. هم‌چنین اندازه‌ی عرض ترک‌ها در محدوده‌ی بارهای سرویس (۶۰-۷۰ درصد بار نهایی هر نمونه) نیز در اثر به‌کار گیری این شیوه‌ی مقاوم‌سازی بهبود می‌یابد. در این مورد نیز تغییری در مقادیر عرض ترک‌ها در نمونه‌ی تقویت‌شده‌ی غیر پیش‌تنیده نسبت به نمونه‌ی مبنا مشاهده نمی‌شود. اما اعمال پیش‌تنیدگی در حد ۵، ۲۰ و ۳۰ درصد ظرفیت اسمی مصالح CFRP در نمونه‌های تقویت شده، به‌ترتیب باعث کاهش عرض ترک‌های خمشی به میزان ۲۲، ۴۸ و ۵۲ درصد کمتر از نمونه‌ی مبنا می‌شود.

۶- در این تحقیق حداکثر کرنش کششی ثبت شده برای نمونه‌ی تقویت‌شده‌ی غیر پیش‌تنیده در مقطع بحرانی برابر با ۶۵ درصد کرنش نهایی تسمه‌ی CFRP بوده است. این در حالی است که اعمال پیش تنیدگی تنها به‌میزان ۵ درصد ظرفیت اسمی مصالح CFRP، حداکثر کرنش ثبت شده در این نمونه را در لحظه‌ی شکست نهایی تا ۸۵ درصد کرنش نهایی تسمه بالا می‌برد. در دو نمونه‌ی دیگر که تا حد ۲۰ و ۳۰ درصد ظرفیت اسمی تسمه‌ها پیش‌تنیده شده بودند، تمامی ظرفیت کششی مصالح مقاوم‌کننده مورد استفاده واقع شدند و حالت شکست در این دو نمونه، گسیختگی تسمه‌های CFRP بوده است.

۷- بررسی شاخص شکل‌پذیری تغییر مکانی، که از تقسیم مقدار خیز نهایی به تغییر مکان نقطه‌ی تسلیم به‌دست می‌آید، حاکی از کاهش شکل پذیری به‌میزان ۷، ۱۲، ۱۰/۵ و ۱۸/۵ درصد کمتر از شکل‌پذیری نمونه‌ی مبنا به‌ترتیب برای نمونه‌های مقاوم‌شده بدون پیش تنیدگی، مقاوم‌شده با اعمال پیش‌تنیدگی ۵، ۲۰ و ۳۰ درصد ظرفیت اسمی تسمه‌های CFRP می‌باشد.

۸- در این تحقیق سعی شد تا با بسط یک شیوه‌ی ارزیابی تحلیلی، قبل از انجام آزمایش‌ها، به یک پیش‌بینی کلی در خصوص نوع رفتار و مشخصات خمشی هریک از نمونه‌ها دست یافت. مقایسه‌ی نتایج این ارزیابی تحلیلی با نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهند که شیوه‌ی تحلیل به‌کار رفته، نمونه‌ها را سخت‌تر از شرایط واقعی آن‌ها در نظر گرفته است و باربری نمونه‌ها را در سطوح مختلف تا ۳۰ درصد کمتر از مقدار واقعی آن‌ها به دست می‌دهد. اما این شیوه‌ی ارزیابی تحلیلی در نشان دادن نحوه‌ی رفتار خمشی نمونه‌ها تا قبل از وارد شدن به ناحیه‌ی رفتار غیر ارتجاعی، مفید بوده است.

مراجع

1. Macgregor, J. G., "Reinforced Concrete Mechanics and Design", 3rd ed., Prentice Hall, (1997).
2. Alfarabi Sharif, G. J., Alsuleimani, J. A., Basunbul, M. H., and Ghaleb, N., “Strengthening of initially loaded concrete beams using FRP plates”, *ACI Struct. J.*, 92(2), pp. 160-168, (1994).
3. ACI Committee 440, "Guide for The Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures", ACI Technical Report, (2002).
4. Mostofinejad, D., "An overview on FRP reinforced concrete as a corrosion resistant element in off-shore structures", *Proc. of 4th Int. Con.* on Costs, Ports and Marine Structures, ICCPMAS 2000, Iran, Nov., (2000).
5. Khalifa, A., Alkhradji, T., Nanni, A., and Landberg, S., "Anchorage of surface mounted FRP reinforcement", Conc. Int., 21(10), pp. 49-54, (1999).
6. Barros, J. A. O., and Fortes, A. S., "Flexural strengthening of concrete beams with CFRP laminates

bonded into slits", Cem. and Conc. Comp., 27, pp. 471-480, (2005).

7. Apslund, S. Q., "Strengthening bridge slabs with grouted reinforcement" *ACI Struct. J.,* 52(6), pp. 397-406, (1949).
8. Hajihashemi, A., Mostofinejad, D., and Azhari, M, "Strengthening of RC structures using anchored prestressed near surface mounted FRP bars", *Proc. of ECCOMAS Thematic Conf.* on Computational Methods in Structural and Earthquake Engineering, pp. 1023-1035, Greece, June, (2007).
9. De Lorenzis, A., and Nanni, A., "Shear strengthening of reinforced concrete beams with near surface mounted FRP bars", *ACI Struct. J.,* 98(1), pp. 60-68, (2001).
10. De Lorenzis, A., and Teng, G. J., "Near surface FRP reinforcement: an emerging technique for strengthening structures", Comp. Part B: Eng., 38, pp. 119-143, (2007).
11. Micelly, F., La Tegola, A., and Myers, J. J., "Environmental effects on RC beams with near surface mounted FRP rods", Proc. of 6th Int. Symp. on FRP Reinforcement for Concrete Structures, FRPRCS-6, Vol. 2, pp. 749-758, Singapore, July, (2003).
12. Carolin, A., Hordin, H., and Taljsten, B., "Concrete beams strengthened with near surface mounted reinforcement of CFRP", *Proc. of Int. Conf.* on FRP Composites In Civil Eng., CICE, Vol. 2, pp. 1059-1066, Hong Kong, China, Dec., (2001).
13. Tang, W. C., Balendran, R. V., Nadeem, A., and Leung, H. Y., "Flexural strengthening of reinforced light weight polystyrene aggregate concrete beams with near surface mounted GFRP bars", Build. and Envir., 41, pp.1381-1393, (2006).
14. Barros, J. A. O., Ferreira, D. R. S., Fortes, A. S., and Dias, S. J. E., "Assessing the effectiveness of embedding CFRP laminates in the near surface for structural strengthening", Const. and Build. Mat., 20, pp. 478-491, (2006).
15. Foret, G., and Limam, O., "Experimental and numerical analysis of RC two-way slabs strengthened with NSM CFRP rods", Const. and Build. Mat., 22, pp. 80-86, (2006).
16. Tumialan, G., Nanni, A., and Busel, J., "Retrofitting techniques for seismic upgrade of unreinforced masonry (URM) structures", e-article: GoStructural.com, ID=224, (2006).
17. Badavi, M., Vahab, N., and Soudki, Kh., "Evaluation of the transfer length of prestressed near surface mounted CFRP rods in Concrete", Const. and Build. Mat., 25, pp. 1474-1479, (2012).
18. Nordin, H., and Taljsten, B., "Concrete beams strengthened with prestressed NSM CFRP", *ASCE J. of Comp. for Const.,* 10(1), pp. 60-68, (2006).
19. El Hacha, R., Wight, R. G., and Green, M. F., "Innovative system for prestressing FRP sheets", *ACI Struct. J.,* 100(3), pp.305-315, (2003).
20. Carolin, A., Carbon Fiber Reinforced Polymers for Strengthening of Structural Elements, Doctoral Theses, Lulea University of Technology, Lulea, Sweden, (2000).
21. Garden, H. N., and Hollaway, L. C., "An experimental study of the failure modes of reinforced concrete beams strengthened with carbon composite plates", Comp. Part B: Eng., 29, pp. 411-424,

(1998).

22. Triantafillou, T. C., and Deskovic, N., "Innovative prestressing with FRP sheets: mechanics of short-term behavior" *J. of Eng. Mech.,* 117, pp. 1652-1672, (1991).
23. De Lorenzis, L., Nanni, A., and La Tegola, A., "Flexural and shear strengthening of reinforced concrete structures with near surface mounted FRP rods", *Proc. of the 3rd Int. Conf.* on Advanced Composite Materials In Bridges and Structures, CSCE, pp. 521-528, Ottawa, Canada, (2000).
24. El-Hacha, R., Wight, G., and Green, M., "Long-term behavior of concrete beams strengthened with prestressed CFRP sheets at room and low temperatures", *Proc. of Conf.* on Concrete under Severe Conditions-Environmental and Loading, pp. 1817-1826, UBC, Vancouver, Canada, (2001).
25. Meier, U., and Stocklin, I., "Computer controlled adhesion of prstressed CFRP strips", Proc. of Beijing Bonding Technology Symp., pp. 041/2-041/5, China, (2004).
26. Wight, G., and Erki, M. A., "Prestressed CFRP for strengthening concrete slabs in fatigue" *Proc. of Int. Conf.* On FRP Composites in Civil Engineering, University of Hong Kong, Hong Kong, (2001).
27. Wight, G., and Erki, M. A., "CFRP strengthening of severely damaged reinforced concrete slabs", *Proc. of Conf.* on Concrete under Severe Conditions-Environmental and Loading, pp. 2191-2198, UBC, Vancouver, Canada, (2001).
28. Triantafillou, T. C., Descovic, N., and During, M., "Strengthening of concrete structures with prestressed fiber reinforced plastic sheets", *ACI Struct. J.,* 89(3), pp. 235-244, (1992).
29. Saadatmanesh, H., and Ehsani, M., "RC beams strengthened with GFRP plates: Part I: experimental study", *ASCE J. of Comp.* for Const., 117(11), pp. 3417-3433, (1991).
30. Wight, G., Green, M., and Erki, M. A., "Prestressed FRP Sheets for post-strengthening Reinforced Concrete Beams", *ASCE J.* of Comp. for Const., 5(4), pp. 214-220, (2001).
31. Badavi, M., and Soudki, Kh., "Flexural strengthening of RC beams with prestressed NSM CFRP rods - experimental and analytical investigation", Const. and Build. Mat., 23, pp. 3292-3300, (2009).
32. ACI Committee 209, "Prediction of Creep, Shrinkage, and Temperature Effects in Concrete Structures", American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, (2002).
33. ASTM A370-96, "Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products", Annual Book of ASTM Standard, Vol. 01.05, pp. 381-384, (1997).
34. ASTM D3039-95a, "Standard Test Method for Tensile Properties of Polymer Matrix Composite Materials", Annual Book of ASTM Standard, Vol. 13.03, pp. 98-108, (1997).
35. ACI Committee 440, "Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures", American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, (2002).
36. Oudah, F., and Raafat, E.H., "A new ductility model of reinforced concrete beams strengthened using fiber reinforced polymer reinforcement", Comp. Part B: Eng., 43, pp. 3238-3347, (2012).